



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

**Estudio de metodologías de modelación de
pórticos metálicos armados en celosía**

JACOBO HUMBERTO BLANDÓN GIRALDO

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental
Medellín, Colombia
2020



Estudio de metodologías de modelación de pórticos metálicos armados en
celosía

JACOBO HUMBERTO BLANDÓN GIRALDO

Informe de práctica como requisito para optar al título de:
Ingeniero Civil

Asesores:

Jhon Faber Dávila Illesca Ingeniero Civil
Carlos Mario Gonzalez, Ingeniero Civil

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Departamento, Escuela Ambiental
Medellín, Colombia
2020

Contenido

1	Identificación del estudiante	5
2	Identificación del asesor interno (U. de A.)	5
3	Identificación del asesor externo (empresa)	5
4	Identificación de la empresa	5
5	Título	6
6	Resumen	6
7	Introducción	7
8	Objetivo general	9
8.1	Objetivos específicos	9
9	Marco Teórico	9
10	Metodología	10
11	Resultados y análisis	23
12	Conclusiones	27
13	Referencias Bibliográficas	<u>2827</u>
14	Anexos	<u>2928</u>
14.1	Comprobación estructural de cimentación tipo Pila	<u>2928</u>
14.2	Diseño de losa	31
14.3	Comprobación requisitos para incendios	33
14.4	Análisis de cargas de viento	37

Tabla de ilustraciones

Ilustración 1.	Pórtico en celosía	7
Ilustración 2.	Pórtico con perfiles de alma llena	8
Ilustración 3.	Plano de pórtico	11
Ilustración 4.	Detalle de sentido de ángulos	12
Ilustración 5.	Secciones	12
Ilustración 6.	Releases/partial fixity	13
Ilustración 7.	Pórtico modelado en 3D	13
Ilustración 8.	Combinaciones de carga	14
Ilustración 9.	Cargas de viento en modelo tridimensional	15
Ilustración 10.	Cargas vivas de cubierta	15
Ilustración 11.	Cargas muertas de cubierta	16
Ilustración 12.	Sección de pórtico planar	17
Ilustración 13.	Pórtico planar	17
Ilustración 14.	Cargas de viento en modelo planar	18
Ilustración 15.	Cargas vivas del modelo planar	18
Ilustración 16.	cargas muertas en modelo planar	<u>1819</u>
Ilustración 17.	Sección de columna en modelo unifilar	19
Ilustración 18.	Pórtico unifilar	20
Ilustración 19.	Cargas de viento en modelo unifilar	20
Ilustración 20.	Deformada del modelo tridimensional bajo la combinación D+Lr	24
Ilustración 21.	Deformada del modelo tridimensional bajo la combinación 0.9D+W	24
Ilustración 22.	Deformada en el modelo planar bajo la combinación D+Lr	24
Ilustración 23.	Deformada del modelo planar bajo la combinación 0.9D+w	25
Ilustración 24.	Deformada del modelo unifilar bajo la combinación D+Lr	25
Ilustración 25.	Deformada del modelo planar bajo la combinación 0.9D+w	25

Tabla de tablas

Tabla 1. Datos de entrada de elemento compuesto	21
Tabla 2. Resultados obtenidos de la resistencia.....	23
Tabla 3. Resultados obtenidos en la modelación de deformaciones y reacciones en los apoyos.	<u>2625</u>
Tabla 4. Factores usados en el cálculo de las presiones de viento.....	37
Tabla 5. Presiones de viento calculadas	<u>3837</u>





Informe Final Practica Académica Modalidad Práctica Empresarial

1 Identificación del estudiante

Nombres y apellidos.	JACOBO HUMBERTO BLANDÓN
Semestre académico.	X

2 Identificación del asesor interno (U. de A.)

Nombres y apellidos.	John Faber Dávila Illesca
----------------------	---------------------------

3 Identificación del asesor externo (empresa)

Nombres y apellidos.	Carlos Mario Gonzalez
----------------------	-----------------------

4 Identificación de la empresa

Nombre de la empresa.	CIDEI SAS
Dirección.	Dg 50 # 49-84 int 1004
Ciudad.	Medellín
Teléfono.	2933203
Actividad económica.	Comercial

5 Título

Estudio de metodologías de modelación de pórticos metálicos armados en celosía

6 Resumen

Este trabajo presenta un informe sobre las actividades académicas realizadas durante el curso del semestre de industria, durante el cual se ejecutó una práctica profesional enfocada en el área de análisis y diseño estructural. Las tareas principales desempeñadas durante esta práctica profesional incluyeron la asistencia al trabajo profesional de análisis y diseño estructural que se realiza en la compañía CIDEI SAS y el desarrollo de un estudio particular sobre las metodologías de análisis y diseño estructural de pórticos armados en celosía, también llamados "cerchas" o "Vigas o columnas de alma abierta". Estos sistemas se conforman por elementos metálicos como ángulos y platinas, generando estructuras que permiten salvar grandes luces y que ofrecen gran capacidad de carga, bajo peso y un beneficio económico en el momento de la construcción. Sin embargo requieren labores extensas para el trabajo de análisis y diseño estructural y es de interés por tanto la evaluación de alternativas que permita simplificar estos procesos. Como resultado de toda la experiencia durante el semestre, se presenta un reporte detallado del trabajo de estudio particular indicado y se dan a conocer las actividades realizadas en la empresa CIDEI SAS durante el periodo de prácticas profesionales, tales como apoyo en los diferentes procesos de modelación de estructuras en pórticos de concreto en los software Cypecad y Etabs, estructuras de uno y dos pisos, bajo la normativa establecida en el título E de la normativa colombiana NSR-10, apoyo en la realización de planos y memorias cumpliendo con las exigencias de las curadurías de la ciudad de Medellín, realización de plantillas para verificar la resistencia al fuego de una estructura bajo la normativa de los títulos J y K de la NSR-10, implementación de aplicaciones de correspondencia entre los software Word y Excel para agilizar la realización de las memorias de cálculo, realización de comprobaciones de resistencia en nervios en losas de una dirección y finalmente la comprobación del diseño de pilas en concreto reforzado.

7 Introducción

En la construcción de estructuras se han venido implementando iniciativas para el uso de nuevos métodos constructivos, que permitan dar cumplimiento a las exigencias cada vez mayores de solicitaciones de cargas, espacios, economía, reducción de tiempo en obra. El diseño y la construcción usando estructuras metálicas es sin duda una alternativa con grandes ventajas, ya que, comparado con otras alternativas como el concreto reforzado o la mampostería estructural, permite un notable beneficio por la reducción del peso general de la estructura y menores tiempos de fabricación y montaje para la construcción

Si bien la construcción en perfiles metálicos tipo I ya ha demostrado estas ventajas, hay ocasiones en las que es preferible el uso de otros sistemas, que ofrezcan igual o mayor resistencia que el perfil metálico comercial de alma llena, usando un menor peso y una mayor eficiencia mecánica, lo que puede redundar en una reducción en el costo del material de construcción. Uno de estos sistemas consiste en pórticos armados en celosías, o también conocidos como cerchas, o vigas y/o columnas de alma abierta. Estos consisten en el uso de elementos más pequeños y livianos que un perfil metálico de alma llena, como lo son comúnmente ángulos o canales, que son armados en conjuntos de tal manera que se compongan columnas o vigas de alma abierta. Las ilustraciones 1 y 2 muestran una comparación de dos sistemas tipo pórtico metálico elaborados con aproximaciones diferentes.



Ilustración 1. Pórtico en celosía



Ilustración 2. Pórtico con perfiles de alma llena

En el primer se puede lograr la misma función usando un menor peso y una mayor eficiencia estructural al disponer sólo elementos en las regiones específicas donde serán realmente requeridos. Sin embargo, el uso de sistemas compuestos de muchos elementos simples puede conllevar a labores más intensas en los procesos de modelación, análisis y diseño estructural. Es por esto que surge el interés de buscar alternativas de análisis que puedan reducir y simplificar las tareas indicadas. Esta es la motivación por la que se realiza en este trabajo la comparativa en procesos de modelación que permitan optimizar el tiempo en el diseño de un pórtico de alma abierta. Para esto se compararon tres alternativas diferentes de modelación computacional basadas en el software comercial ETABS y consistentes en 3 niveles diferentes de complejidad en los procesos de elaboración y análisis. Inicialmente se consideró el modelo tridimensional completo de un pórtico típico en un edificio industrial, simulando para ello las condiciones previstas para el diseño y consistentes en la acción de cargas como la fuerza del viento, la carga viva de cubierta y el peso propio de la cercha; Posteriormente, se elaboraron dos modelos alternativos y simplificados. El primero consistente en un modelo bidimensional, y el segundo con elementos unidimensionales, de manera que pudieran compararse los resultados obtenidos del análisis estructural para cada caso.

Las actividades de la práctica profesional se realizaron en la empresa CI Desarrollo e Ingeniería S.A.S, la cual es una empresa dedicada a realizar estudios de suelos y diseños estructurales. El enfoque del trabajo estuvo orientado a brindar apoyo en tareas de diseño estructural para los diferentes proyectos de edificación.

Estos proyectos consistieron principalmente en construcciones tradicionales con sistemas aporricados, casas de uno y dos pisos (Título E de la NSR -10) o estructuras metálicas. Las tareas principales que se desarrollaron durante la práctica consistieron en el apoyo al desarrollo de nuevos diseños, la

realización de las correcciones que sean solicitadas por parte de las entidades gubernamentales (curadurías) o entidades privadas, la implementación de adiciones a diseños previos como escaleras, cimentaciones, elementos no estructurales, el apoyo en el detallado de planos y memorias de cálculo, así como también la realización de verificaciones del cumplimiento de la normatividad vigente en construcciones sismorresistentes.

8 Objetivo general

Apoyar en la empresa CIDEI SAS los procesos de modelación y cálculo de edificaciones en concreto reforzado y acero de acuerdo a los parámetros de la Norma Sismorresistente Colombiana.

8.1 Objetivos específicos

- Apoyar los procesos de verificación y corrección que se presenten en diseños estructurales.
- Implementar mejoras para la entrega de memorias de cálculo y planos estructurales ante las entidades gubernamentales
- Realizar como trabajo de estudio particular un análisis comparativo de modelos computacionales para pórticos armados en celosía.

9 Marco Teórico

La normativa colombiana de diseño sismo-resistente NSR-10, establece diferentes métodos para el análisis y diseño estructural de una edificación; el ingeniero estructural deberá seleccionar cuál de los diferentes sistemas constructivos será el más indicado dependiendo de las necesidades y especificaciones de cada proyecto. Entre los diferentes sistemas constructivos que se podrán encontrar en el medio, la empresa CIDEI diseña con los métodos tradicionales como son sistemas aporticados, edificaciones con muros de mampostería confinada y estructuras metálicas. Estos sistemas pueden describirse de la siguiente manera:

9.1. Sistemas constructivos:

Sistema aporticado en concreto reforzado: El sistema constructivo aporticado se compone de pórticos formados por vigas y columnas, diseñadas en concreto reforzado, dando cumplimiento al título C de la norma NSR-10, para garantizar que la estructura no fallará o que fallará sin sufrir colapso, protegiendo la vida de los usuarios de acuerdo a la filosofía de diseño establecida en el título A de la norma NSR10.

Sistema de muros de mampostería confinada: Este sistema se utiliza frecuentemente en el diseño y construcción de casas de uno y dos pisos, en los cuales sus vigas y columnas confinan perimetralmente los muros estructurales en todo el sistema. En el título E de la NSR-10 se establecen las condiciones mínimas de diseño estructural que deben garantizarse para el buen comportamiento de este tipo de estructuras frente a las cargas verticales y laterales debidas a las acciones sísmicas de diseño.

Estructura metálica: Estas estructuras se conforman por elementos metálicos, principalmente de acero, permitiendo el logro de vanos más grandes, mayor versatilidad en el diseño, estructuras más livianas y generalmente el logro de reducciones considerables en los tiempos de construcción frente a otros sistemas convencionales. Este tipo de estructura se diseña con base al título F de la NSR-10 o a la norma americana AISC 360. El mayor reto en estos sistemas se presenta en el diseño de las conexiones, ya que es este uno de los procesos más complejos y de mayor exigencia técnica en este tipo de sistemas.

10 Metodología

Como aplicación directa de las capacidades de modelación usando programas computacionales, en este trabajo se modeló en el software Etabs un pórtico armado celosía, diseñado con secciones angulares, el cual es un sistema constructivo en acero de uso muy frecuente en edificaciones de acero donde se requiera cubrir un vano más largo, y para el cual un perfil metálico sería muy costoso debido a su gran sección. Para evaluar las ventajas de distintos procesos de modelación se diseñó un modelo digital tridimensional completo y se compara en términos de los resultados del análisis estructural con lo obtenido a partir de un modelo de pórtico plano y de un modelo lineal unifilar (Unidimensional).

Para lograr la equivalencia, en los modelos plano y unidimensional, se crearon nuevas secciones transversales equivalentes, que tengan las mismas propiedades mecánicas y geométricas (ej. Inercia, área, módulo de elasticidad, peso específico...) que la sección de los elementos reales de la celosía tridimensional.

El proceso de modelación inicia con los planos existentes del pórtico a analizar, el cual hace parte de una bodega metálica ubicada en el área urbana del municipio de Medellín, con dimensiones de 20.5m x 20m en planta, el cual se repite cada 6.6 m en la dirección longitudinal del edificio. La Ilustración 3 presenta una imagen del pórtico principal usado para este estudio.

A partir de la definición de la geometría del pórtico se establecen las propiedades del material y las secciones con las que se realizará el diseño. Los ángulos originalmente dispuestos para el pórtico son L2-1/2x3/16 para la estructura principal de los cordones superiores e inferiores, L2x1/8 para los elementos diagonales y L1x1/8 para los elementos montantes. El material que compone estos perfiles será idealizado como un A572 con un esfuerzo de fluencia de 50klb/in²

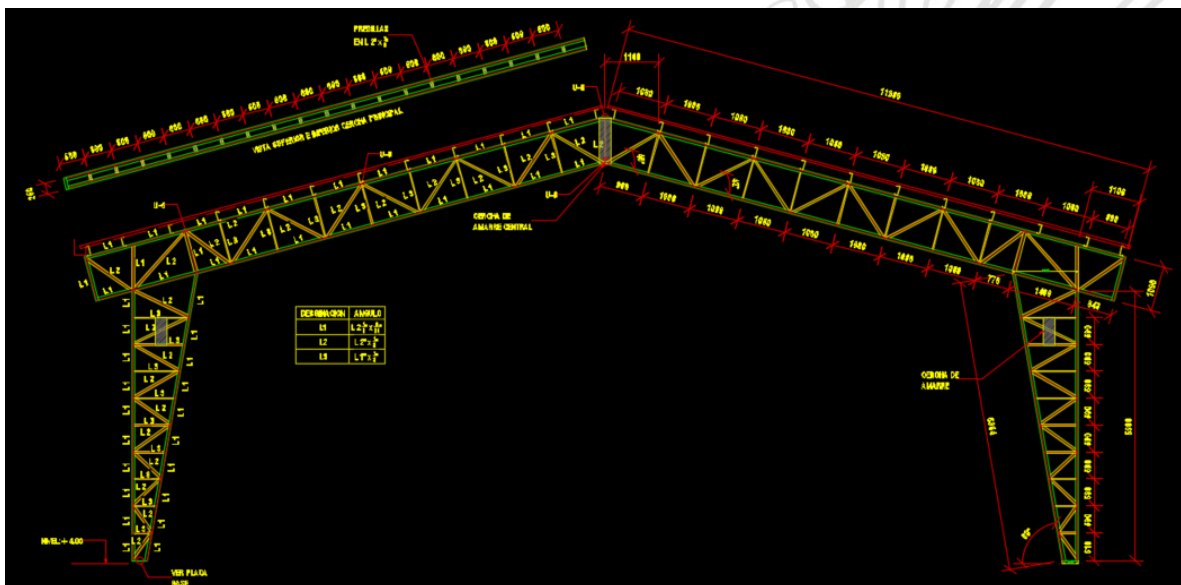


Ilustración 3. Plano de pórtico

Para la construcción del modelo, se importó la geometría de un plano digital al software estructural Etabs (Extended Tridimensional Analysis of Building Systems), definiendo posteriormente los respectivos ángulos descritos, respetando la dirección y el sentido de cada uno de estos de acuerdo a lo indicado en el plano original. Estos perfiles se importan de la base de datos de Etabs, la cual incorpora las secciones estándar definida en la normativa AISC 360. Las Ilustraciones 4 y 5 muestran la disposición final de los elementos en el modelo tridimensional y la definición de sus secciones dentro del programa.

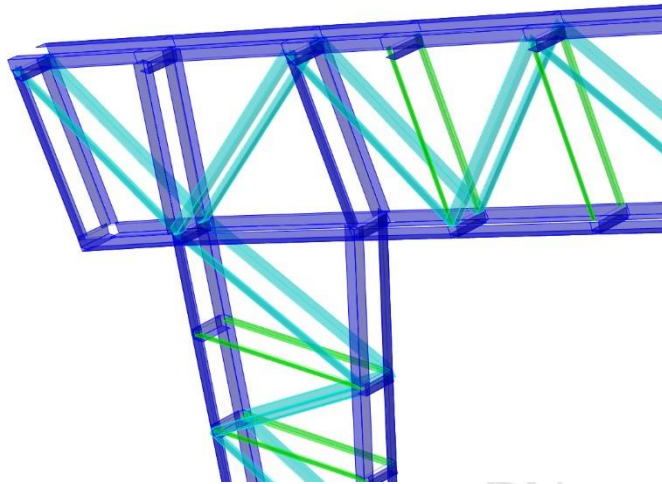


Ilustración 4. Detalle de sentido de ángulos

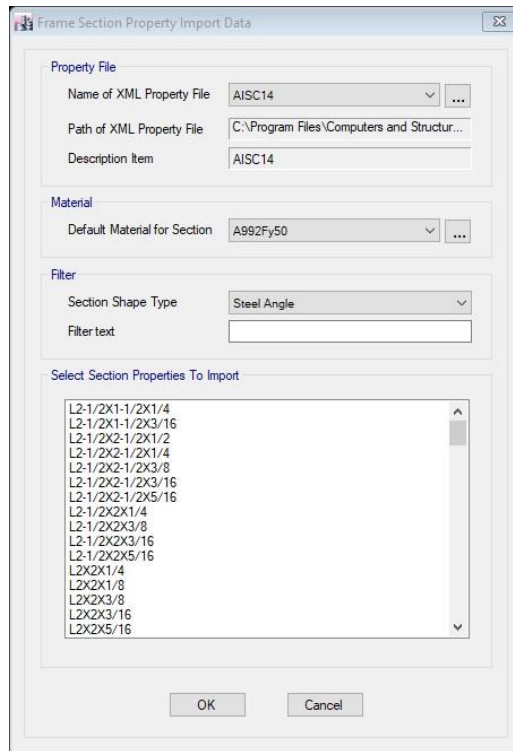


Ilustración 5. Secciones

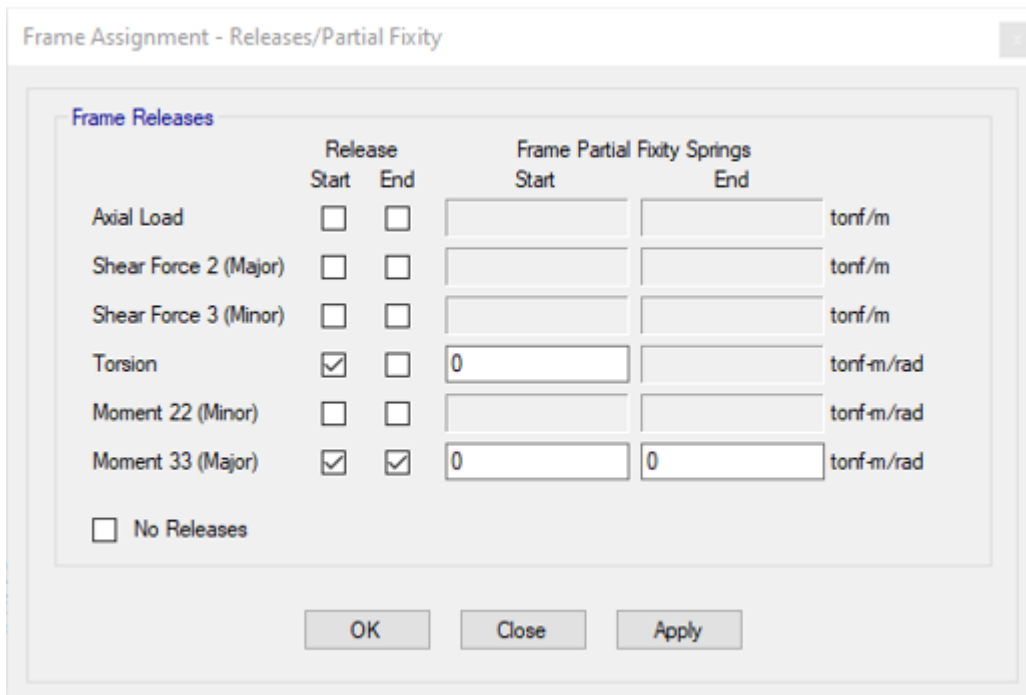


Ilustración 6. Releases/partial fixity

En el trabajo de elaboración del modelo digital, es importante tener en cuenta las condiciones de apoyo en los nodos de la base, así como el tipo de unión en el resto de los nodos, ya que una de las principales suposiciones para el análisis en los elementos constitutivos de la celosía es que estos deben instalarse para evitar que se sometan a esfuerzos por flexión o torsión. Para esto los extremos de los elementos deben articularse y así impedírseles la acción de momento flector alrededor del eje Y transversal a la sección y también para impedir el desarrollo de la torsión de los elementos sobre su eje longitudinal. Las Ilustraciones 6 y 7 muestran la asignación de las condiciones específicas de unión entre los elementos que se definió durante estos procesos.

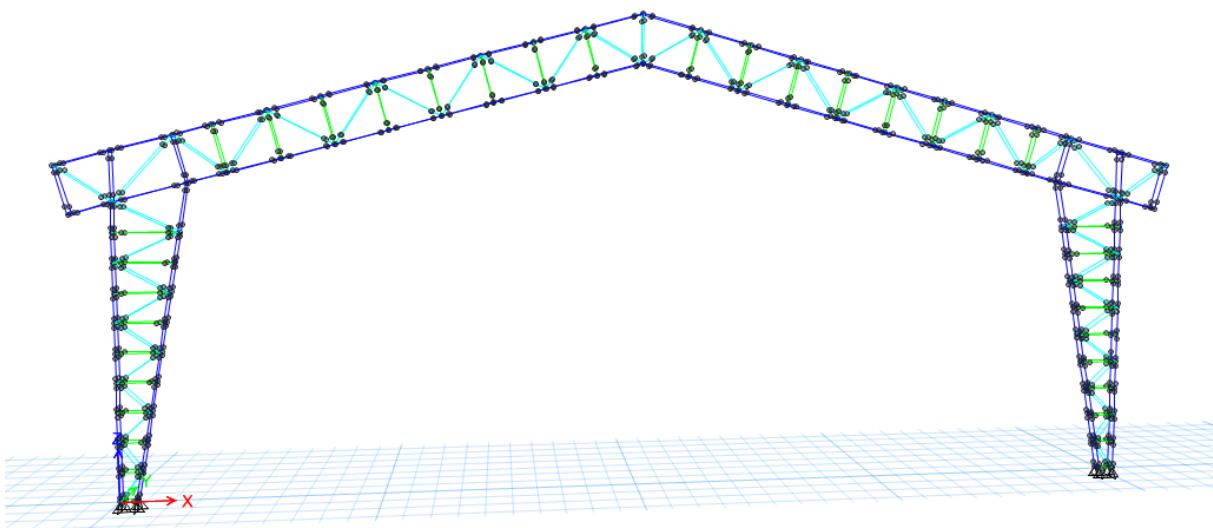


Ilustración 7. Pórtico modelado en 3D

Como se mencionó anteriormente el presente pórtico será modelado bajo las condiciones de carga de viento en dirección transversal, carga viva de cubierta, peso propio y carga muerta super impuesta. Con base a esto se realizan las combinaciones de carga establecidas por la NSR-10 en el título B. La Ilustración 8 presenta las combinaciones de carga usadas en el análisis de los modelos.

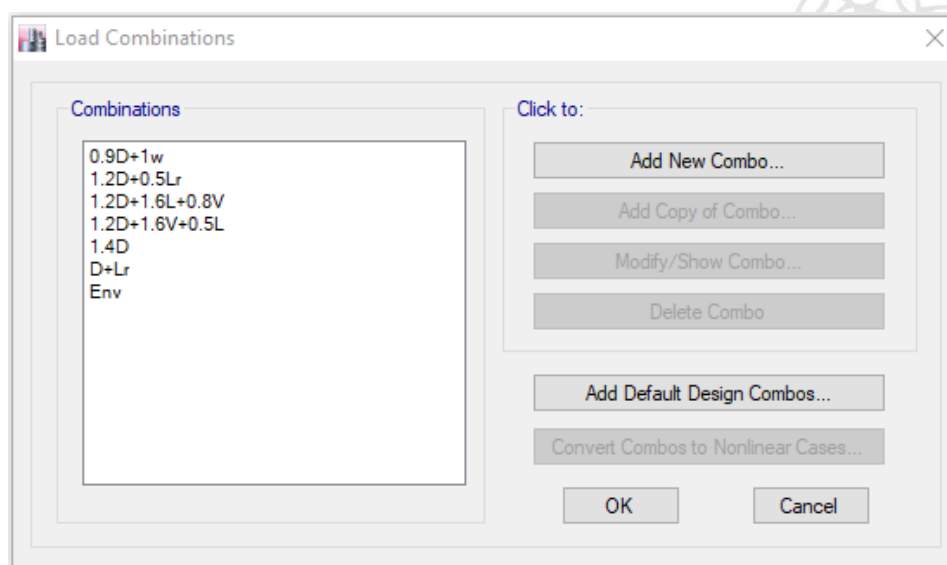


Ilustración 8. Combinaciones de carga

En el desarrollo de este trabajo, se procedió a asignar las cargas respectivas a cada modelo. Por medio de la herramienta Excel, y con base al capítulo 6 del título B de la NSR-10 se calculó la carga de viento.

PRESIONES HORIZONTALES			
ZONA	UNIDAD	Ps10	Ps
A	kN/m ²	0.43	0.499
B	kN/m ²	-0.22	-0.255
C	kN/m ²	0.28	0.325
D	kN/m ²	-0.13	-0.151

Se decidió diseñar con una presión Ps uniforme de viento que representa el caso más desfavorable. Esta carga se aplicará de manera horizontal en el sentido X positivo, en dirección vertical en el sentido negativo del eje Z en la bajante izquierda del pórtico, y como carga de succión en el lado derecho.

La carga uniforme de viento 0.5KN/m² se convierte en carga lineal sobre el pórtico multiplicando por el valor del ancho aferente (6,6m) y luego se lleva a

una fuerza puntual sobre cada nodo. La Ilustración 9 muestra la asignación de las cargas de viento en el pórtico tridimensional.

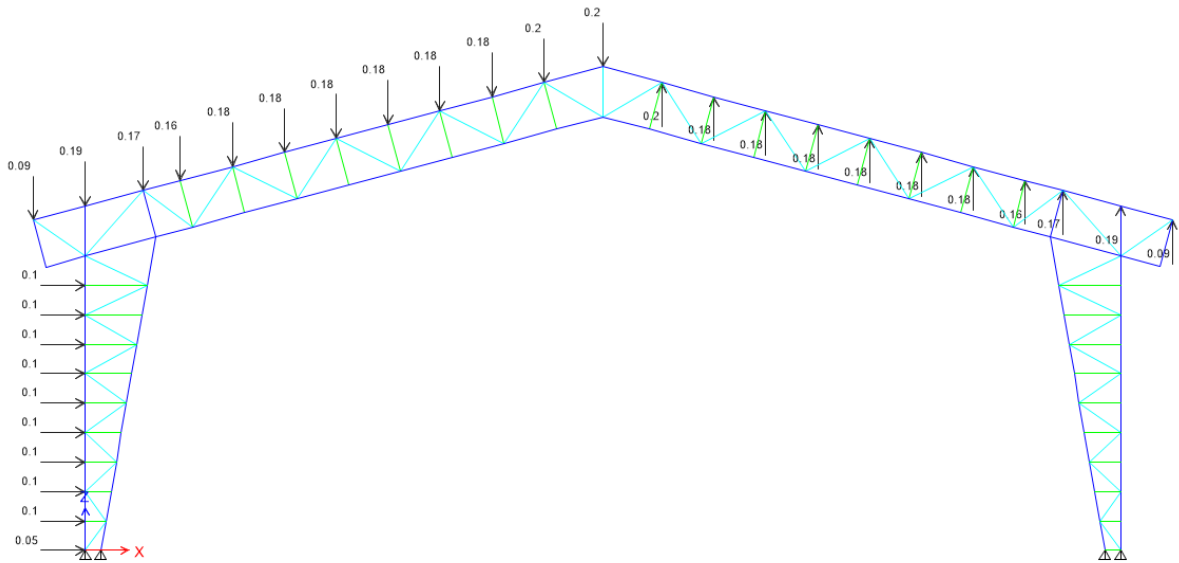


Ilustración 9. Cargas de viento en modelo tridimensional

Se realiza el mismo procedimiento para llevar las cargas viva y muerta super impuesta a fuerzas sobre cada nodo. Según la tabla B.4.2.1-2 de la NSR-10 la carga viva de cubierta será de 0.5 KN/m² cuando la pendiente sea menor a 15°. La Ilustración 10 muestra la asignación de carga viva de cubierta en el pórtico tridimensional

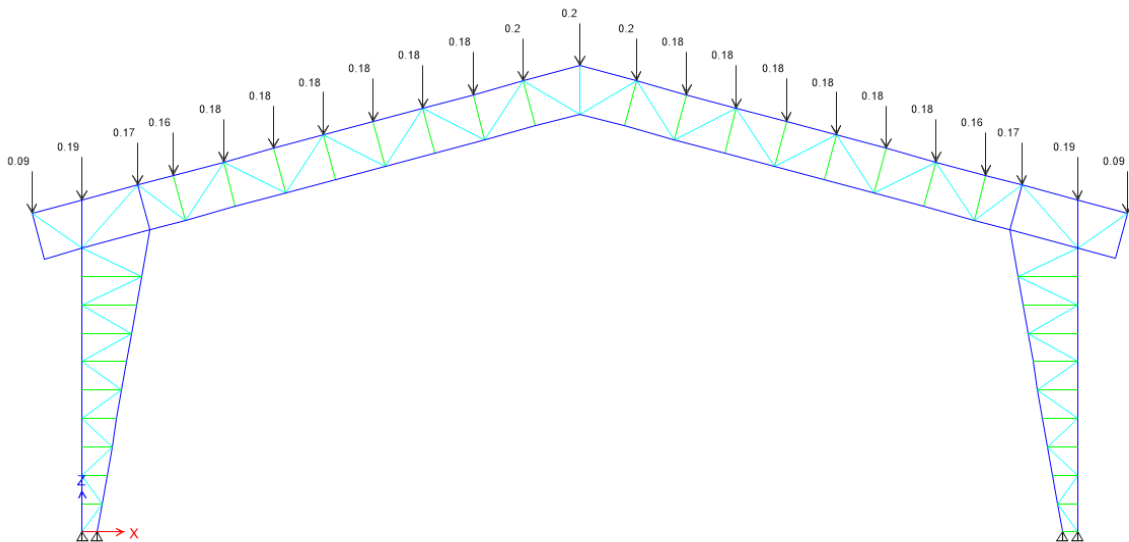


Ilustración 10. Cargas vivas de cubierta.

En la tabla B.3.4.1-4 se encuentran las cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales tipo cubierta, con base a esta se calculó el valor de la carga muerta super impuesta que para el diseño se toma como 2KN/m^2 y se realiza el mismo procedimiento para convertir esta carga a fuerzas puntuales sobre los nodos. En la ilustración 11 se muestra la asignación de carga muerta super impuesta en el pórtico tridimensional.

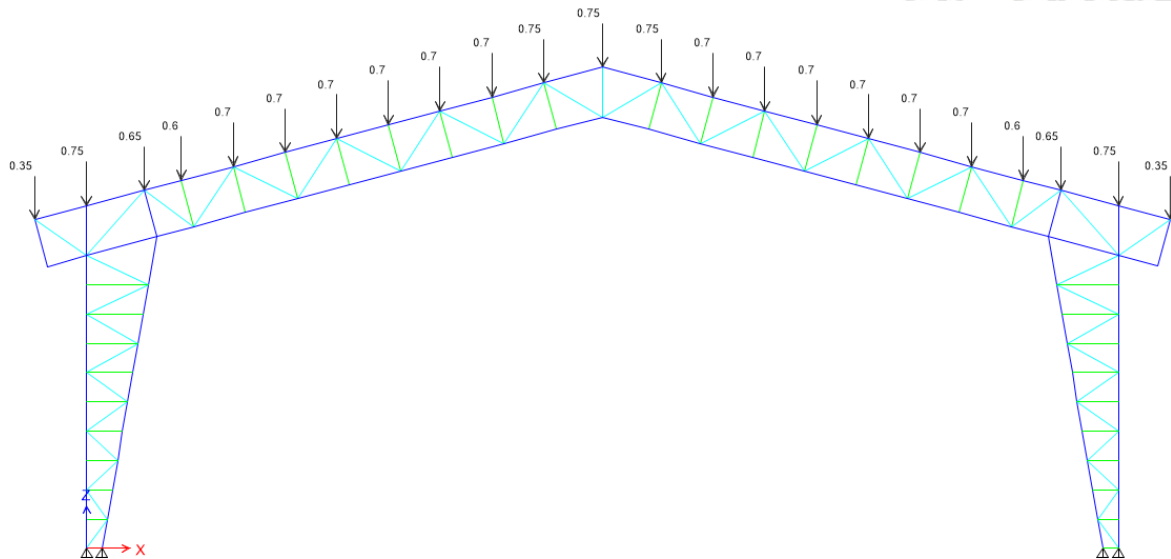


Ilustración 11 Cargas muertas de cubierta

Se procede ahora a realizar el segundo modelo, este contará con las mismas condiciones de carga, apoyos y articulaciones que el anterior, pero esta vez se crea una nueva sección con el fin de reducir el modelo en 3d a un modelo planar. En el modelo tridimensional se modelaron en total 423 elementos y 172 nudos en todo el pórtico, gracias al modelo planar el número de elementos se reduce a 169, y el número de nudos a 86; esto significa que se redujo en un 60% en número de elementos que se deben modelar.

Por medio de la herramienta section Designer, incorporada dentro del mismo programa ETABS, se crean diferentes secciones correspondientes a los cordones superior e inferior del pórtico, las diagonales y los montantes. Para esto es importante tener claridad sobre los perfiles que componen la nueva sección, así como su disposición y separación. Las Ilustraciones 12 y 13 presentan esquemas respectivos para la sección equivalente típica y el pórtico bidimensional modelado en el programa ETABS.

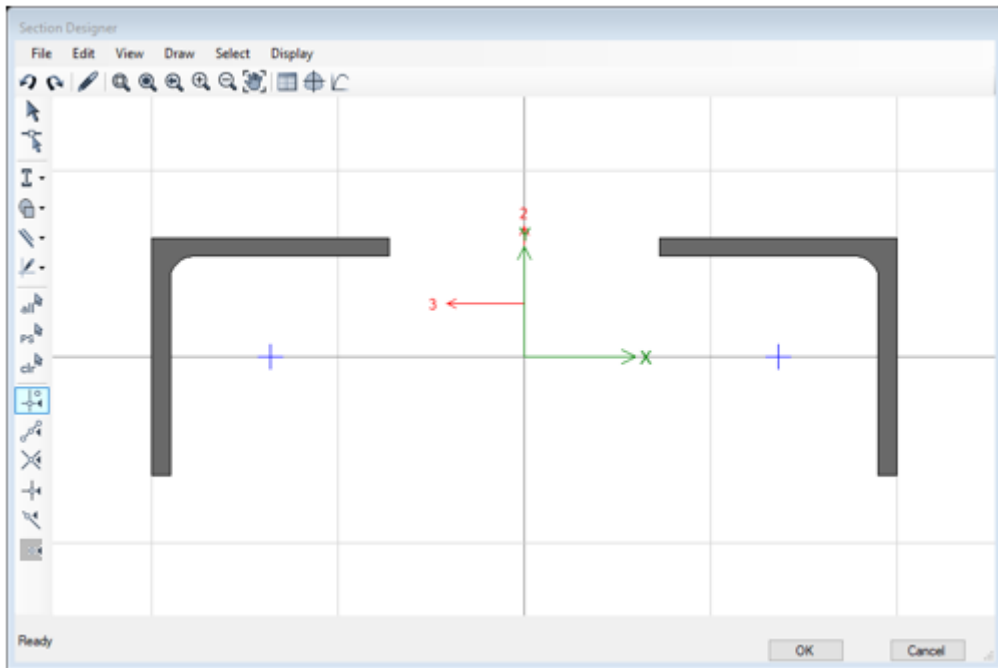


Ilustración 12. Sección de pórtico planar.

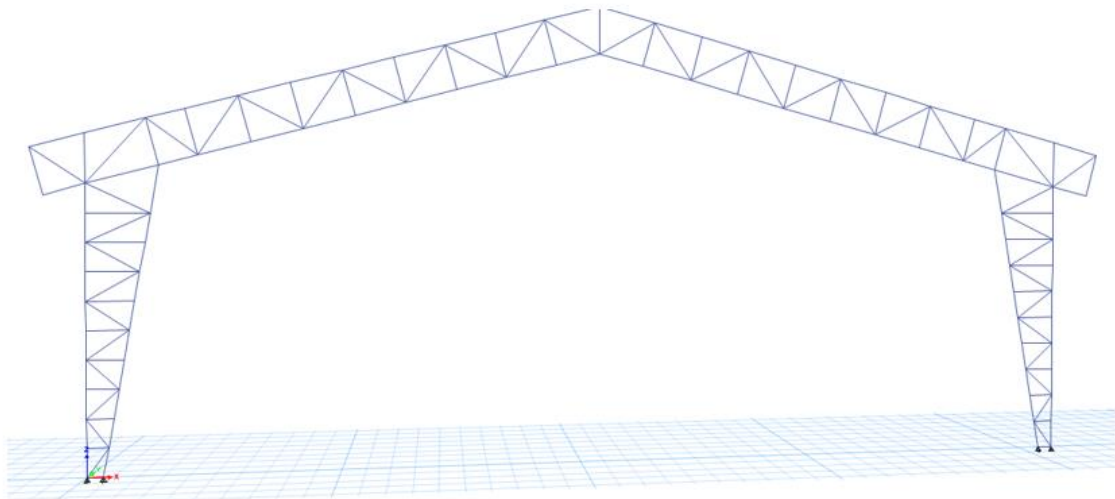


Ilustración 13. Pórtico planar

De manera homóloga con el modelo tridimensional se ubican las cargas en el diseño planar, pero en cada nodo debe duplicarse la carga inicial, debido a que la sección creada reemplaza dos elementos del modelo anterior. Las ilustraciones 14, 15 y 16 muestran la asignación de las cargas de viento, cargas vivas de cubierta y carga muerta super impuesta respectivamente en el pórtico planar.

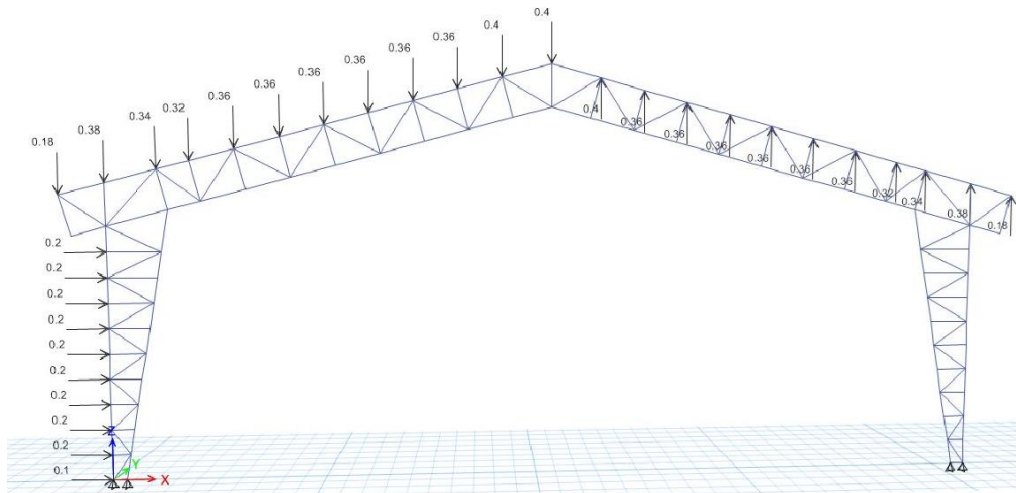


Ilustración 14. Cargas de viento en modelo planar

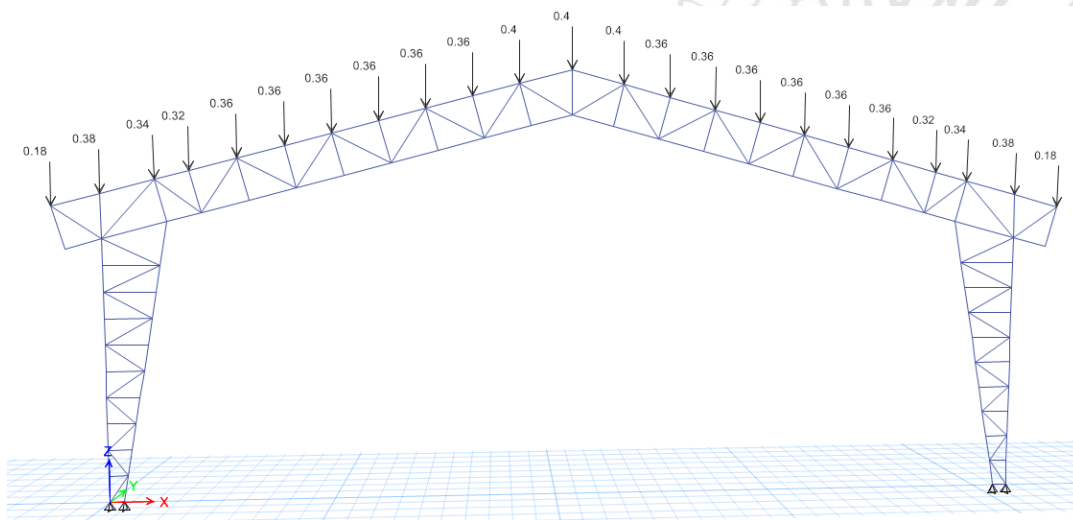


Ilustración 15. Cargas vivas del modelo planar

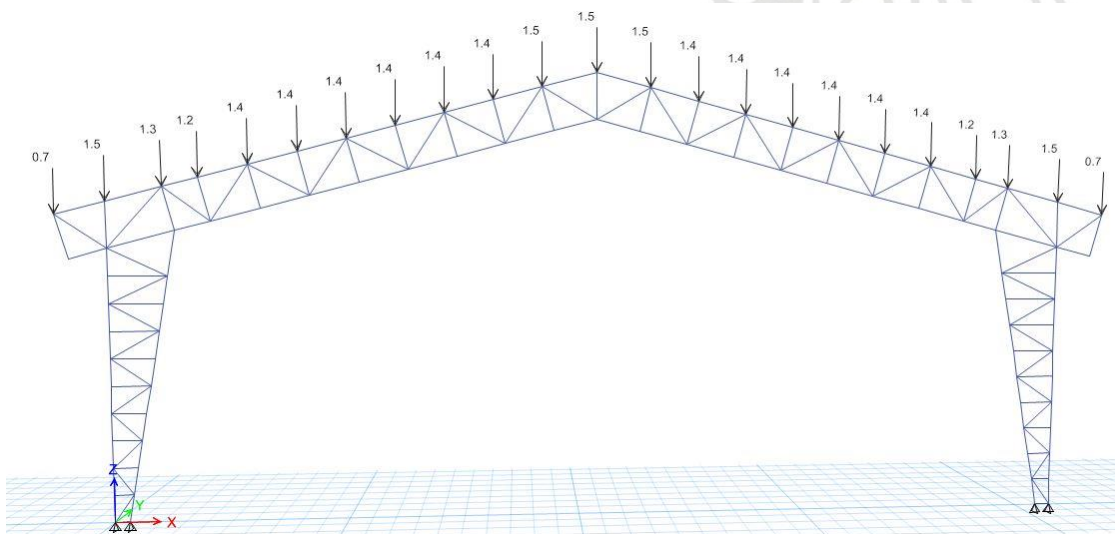


Ilustración 16. cargas muertas en modelo planar

Por último se realiza la elaboración del modelo unifilar (unidimensional), bajo las mismas condiciones de fuerzas y combinaciones de carga que los modelos anteriores, pero en este caso no se debe aplicar la suposición de que los elementos constitutivos del pórtico no se sometan a esfuerzos de flexión o torsión, ya que esto generaría un mecanismo en el sistema. En este caso, el modelo unifilar simula a un pórtico con elementos de alma llena, equivalentes a elementos armados en celosía, el cual permitirá la conformación de un sistema con resistencia ante cargas de flexión, cortante y axial en cada uno de sus partes, permitiendo que se reemplacen los 423 elementos de la cercha tridimensional por solo 4 elementos que tendrá que soportar las mismas acciones verticales y laterales. Para todo esto, nuevamente se hace uso de la herramienta section designer, esta vez se incluyendo tanto el cordón superior como el inferior. Debido a que la columna del pórtico presenta un ensanchamiento superior, se debe realizar un promedio de anchos para su diseño, ya que mediante esta herramienta no es posible modelar una sección con ancho variable. La Ilustración 17 presenta la sección promedio usada para las columnas. La Ilustración 18 muestra un esquema del modelo unifilar implementado.

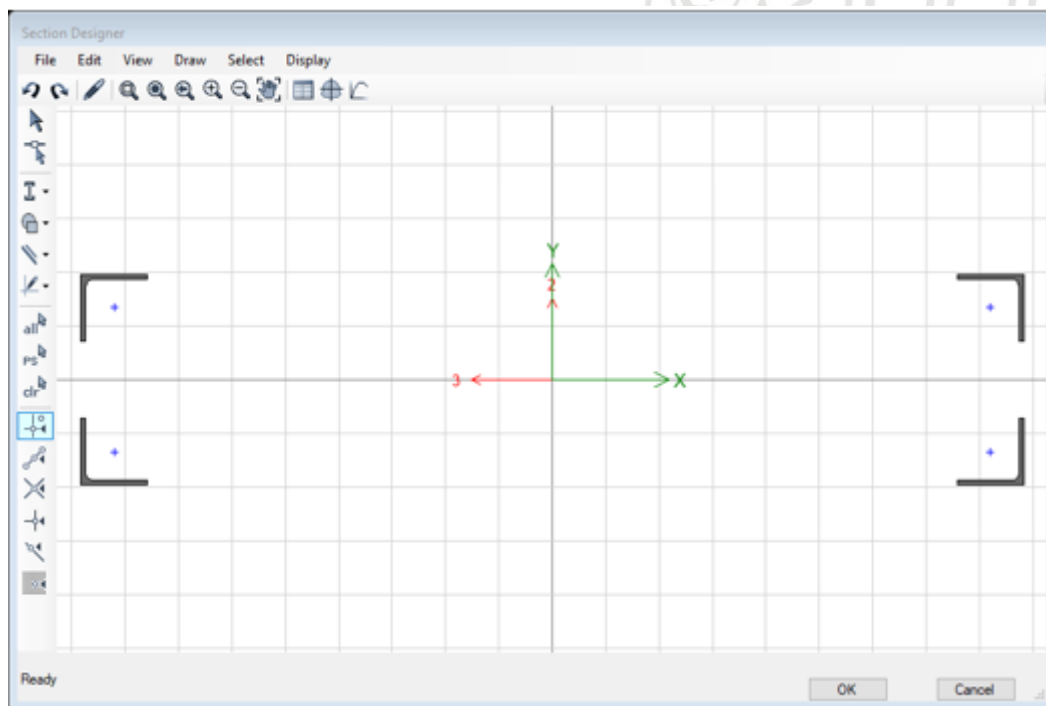


Ilustración 17. Sección de columna en modelo unifilar

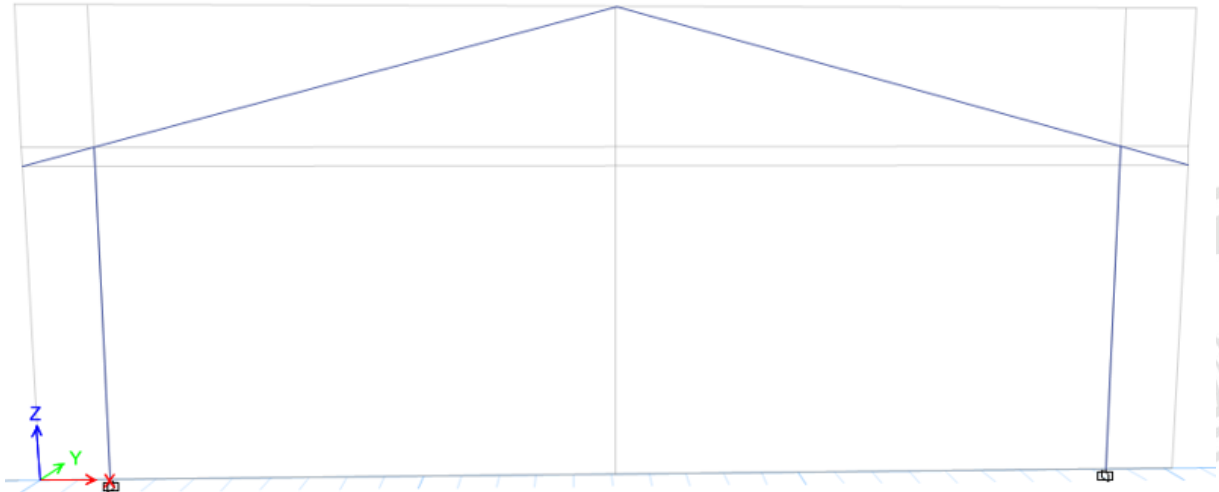


Ilustración 18. Pórtico unifilar

Como se mencionó anteriormente, el modelo unifilar trata de simular un pórtico de alma llena, por ende, las cargas en este caso pueden modelarse de forma lineal sobre el pórtico ya que sus elementos podrán tolerar acciones en flexión. Para esto se realizó el mismo análisis de áreas aferentes descrito en el primer modelo. En la ilustración 19 se muestra la asignación de cargas lineales sobre el pórtico unificado

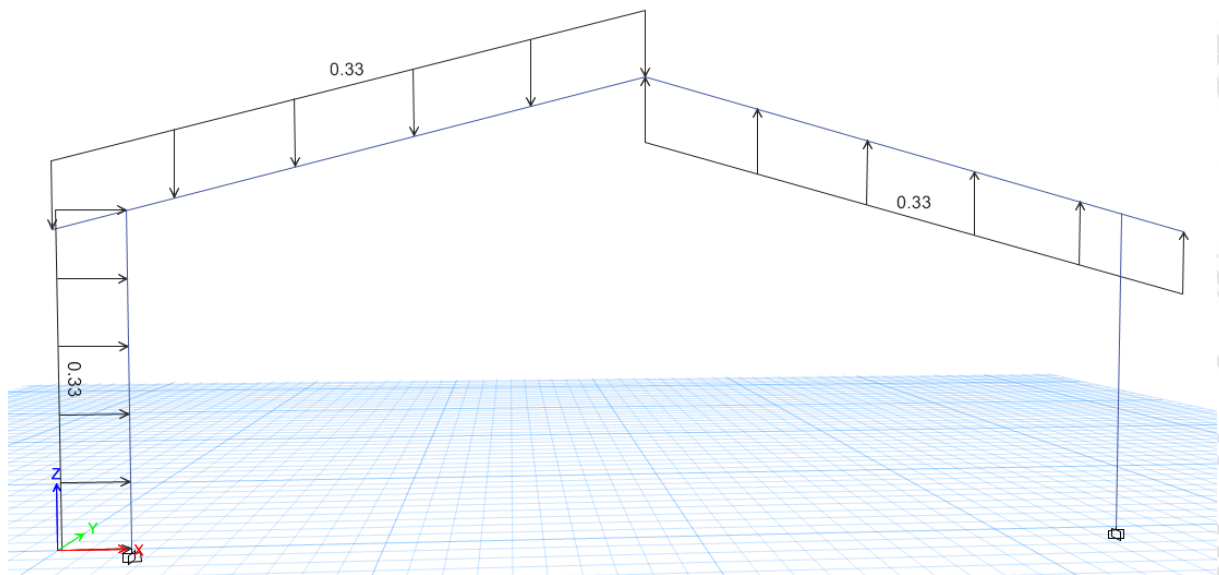


Ilustración 19. Cargas de viento en modelo unifilar

Para complementar el trabajo de análisis de los modelos bidimensional y unifilar se debe realizar la comprobación de resistencia del elemento compuesto y con este verificar si la resistencia máxima es mayor a la carga solicitada. Para lo cual se toma como referencia el procedimiento descrito en la referencia Unified Design of steel Structures 3rd ed., sobre el procedimiento

de análisis para elementos compuestos en compresión. Este de describe a continuación:

Paso 1. De la tabla 1-15 del manual steel construction del AISC se obtienen los datos de partida de la respectiva sección compuesta, tales como Área, radio de giro con respecto al eje X y eje Y, módulo H y r_o . De la tabla 1-7 del mismo manual se toman el radio de giro y el módulo J para los elementos simples. En la tabla 1 se muestran los datos de la sección necesarios para el cálculo.

Datos de la sección		Angulo	
a (in)	24	Lado1	2.5
Ag (in²)	1.84	Lado2	2.5
rx (in)	0.77	Espesor	0.1875
ry (in)	3.34	Longitud (ft)	21.3
ro (in)	1.52	K	1
H	0.85	E	29000
		G	11200
rz	0.77	Fy	50
J	0.01	Fu	65

Tabla 1. Datos de entrada de elemento compuesto

Paso 2. Determinar relación y esbeltez para cada eje:

$$\frac{L}{r} \quad (1)$$

Paso 3. Determinar la relación de esbeltez efectiva, determinando una separación inicial de conectores llamada a

$$\frac{a}{r} \quad (2)$$

Si la relación de esbeltez efectiva es superior al valor inicial de a entonces se realiza un ajuste al valor de la relación de esbeltez del paso 2

$$\left(\frac{L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Lc}{r}\right) + \left(\frac{Ki \cdot a}{ri}\right)^2} \quad (3)$$

Paso 4. Se chequea la separación máxima entre conectores

$$\frac{a}{ri} \leq 0.75 * \left(\frac{L}{r}\right)_m \quad (4)$$

Paso 5. Determinar la resistencia al pandeo elástico

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad (5)$$

Paso 6. Determinar la resistencia al pandeo torsional

$$F_{ez} = \frac{GJ}{A_g(\bar{r}_0)^2} \quad (6)$$

Paso 7. Determinar resistencia al pandeo flexo-torsional

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 * F_{ey} * F_{ez} * H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right) \quad (7)$$

Paso 8. Determinar el esfuerzo crítico

Si $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \times F_y \quad (8)$$

De lo contrario

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (9)$$

Paso 9. Verificar el pandeo local

Donde b es el lado largo del elemento y t el espesor del mismo

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} < \frac{b}{t} \quad (10)$$

Si la condición anterior es verdadera entonces se debe hallar la resistencia nominal con el Área efectiva A_e del elemento, de lo contrario se procede con el Área bruta A_g

Paso 10. Resistencia nominal

$$P_n = F_{cr} * A$$

Por LRFD $\phi P_n = 0.9 P_n$

Por ASD $\frac{P_n}{\Omega} = \frac{P_n}{1.67} \quad (11)$

Con la implementación de este procedimiento en una hoja de cálculo simple se podrá comparar el resultado de las cargas axiales resultantes del análisis estructural con la carga resistente obtenida y verificar el cumplimiento de la sección desde el punto de vista mecánico. Dado el caso que esto no se cumpla, se deberá disminuir el espaciamiento "a" entre presillas con el fin de aumentar la resistencia nominal.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos utilizando los datos de las secciones usadas en el modelo haciendo uso de las ecuaciones anteriormente enumeradas. Este análisis considera separación de presillas que se localizan siempre para generar un soporte intermedio en los elementos compuestos dispuestos entre nudos para el modelo bidimensional. En la tabla 2 se muestran los resultados obtenidos en el cálculo de capacidad de la sección compuesta.

L/rx	331,52
L/ry	76,53
a/rz	31,13
Lc/r	82,62
Fey	34,64
Fez	60,07
Fe	30,04
Fy/Fe	1,66
Fcr	24,92
L1/t	13,33
L2/t	13,33
λ_r	15,35
Pn (kips)	45,84
LRFD	41,26
ASD	27,45

Tabla 2. Resultados obtenidos de la resistencia.

11 Resultados y análisis

Ya se ha visto el proceso realizado para la modelación de un pórtico por los diferentes métodos, modelado en 3d, planar y unifilar, todos estos bajo las mismas condiciones de carga. Con los resultados obtenidos en estos modelos se realiza la comparación de la respuesta estructural tomando como base la combinación de servicio D+Lr para la deformación vertical en el centro del pórtico, y la combinación 0.9D + W para la deflexión lateral en la cúspide central de la estructura. Con esto se podrá comparar la respuesta estructural en cada modelo y evaluar para ellos su utilidad para realizar un cálculo rápido de predimensionamiento o para la realización de diseños definitivos.

Se espera que el resultado más fiel a una circunstancia real sea el modelo 3D, el cual incorpora mayor nivel de detalle geométrico y de conectividad entre los elementos. Por esto se realizarán los comparativos con respecto a este modelo. A continuación, se presenta en las ilustraciones 20 a 25 las geometrías deformadas bajo cada una de las combinaciones mencionadas

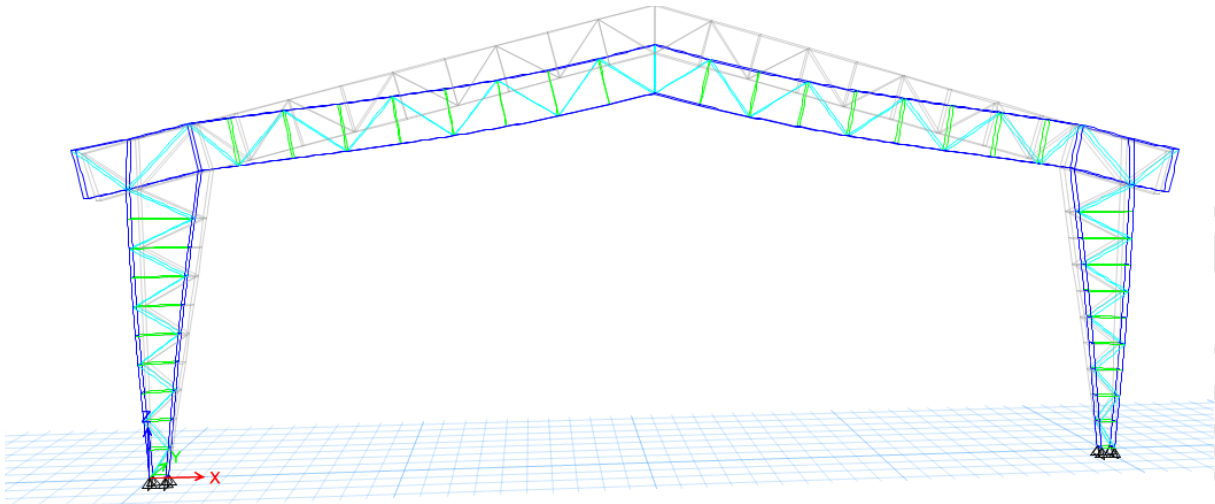


Ilustración 20. Deformada del modelo tridimensional bajo la combinación D+Lr

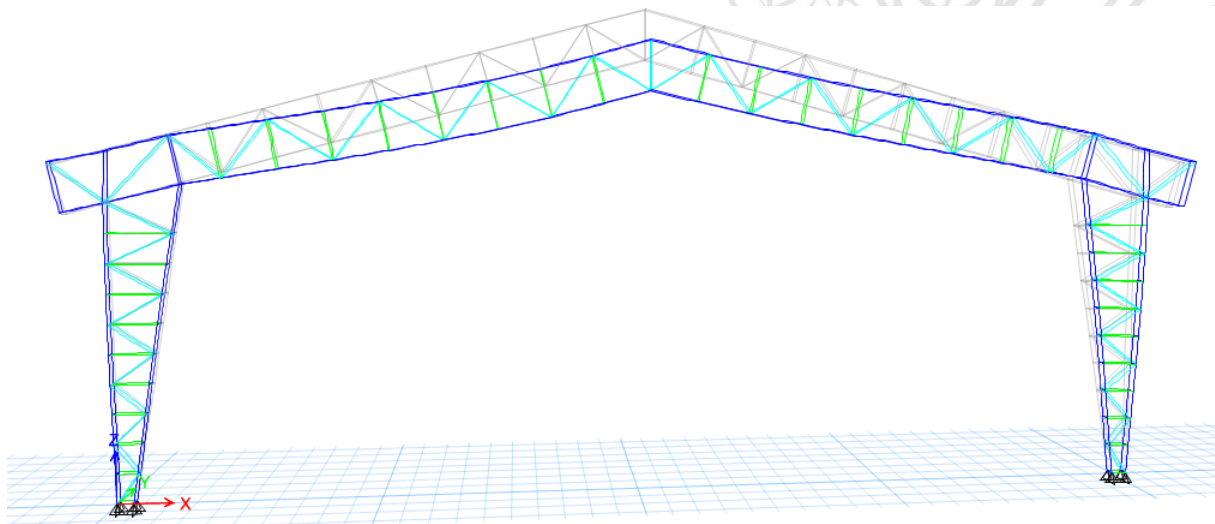


Ilustración 21. Deformada del modelo tridimensional bajo la combinación 0.9D+W

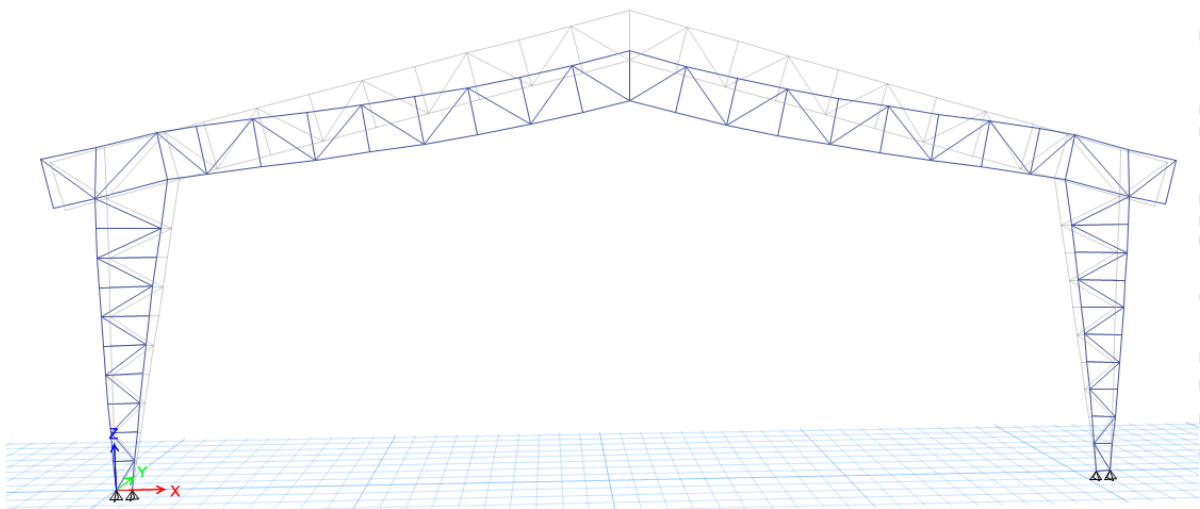


Ilustración 22. Deformada en el modelo planar bajo la combinación D+Lr

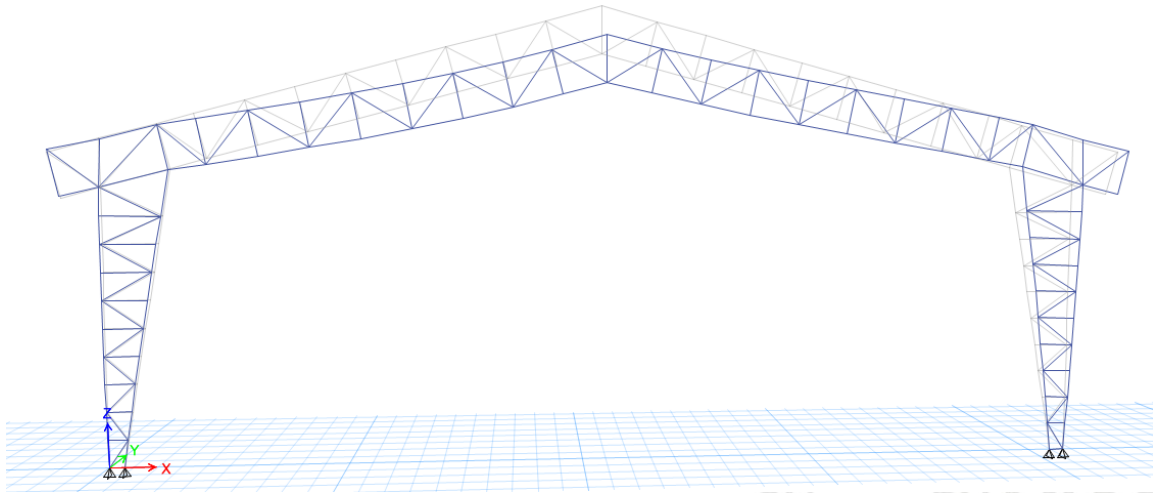


Ilustración 23. Deformada del modelo planar bajo la combinación $0.9D+w$

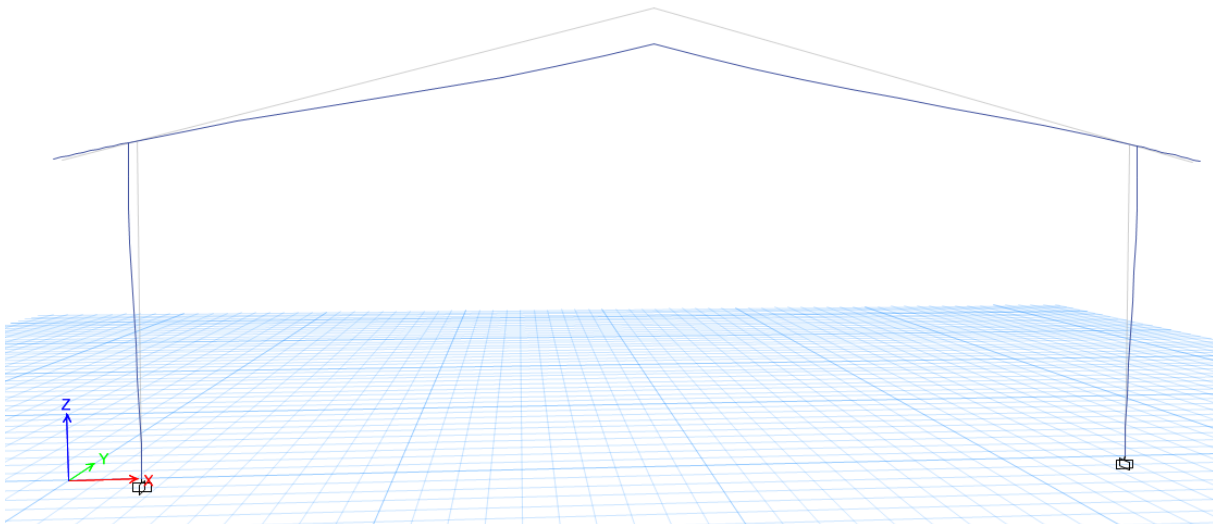


Ilustración 24. Deformada del modelo unifilar bajo la combinación $D+Lr$

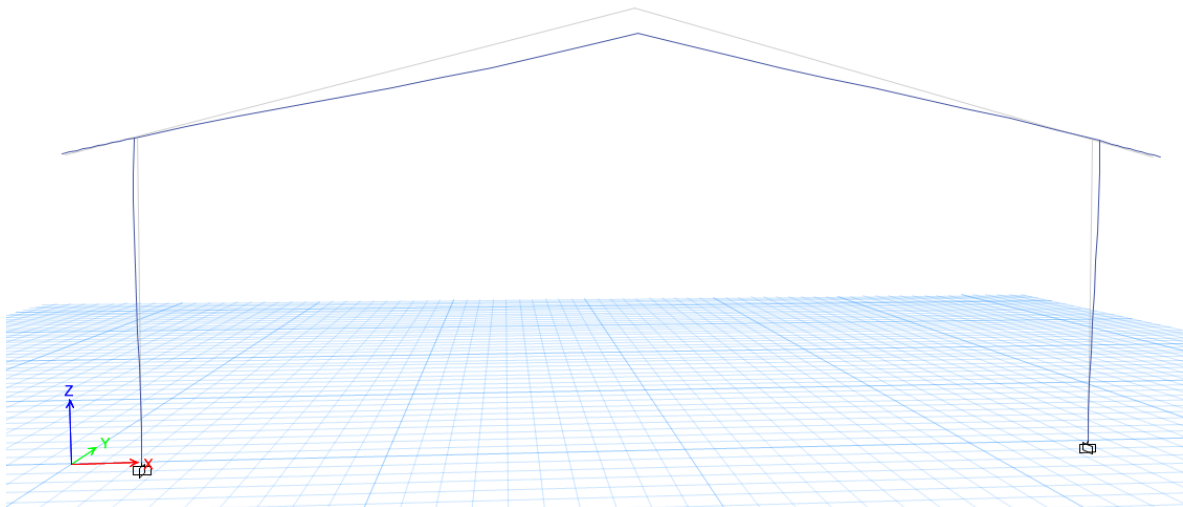


Ilustración 25. Deformada del modelo planar bajo la combinación $0.9D+w$

En la Tabla 3 se resumen los resultados de la deformación vertical y horizontal medida en la cúspide del pórtico y de las reacciones de servicio obtenidas usando la combinación de servicio D+Lr

	Deformación en el centro del vano		Reacción en los apoyos		
	Vertical (mm)	Horizontal (mm)	Compresión (tnf)	Tensión (tnf)	Momentos (tnf-m)
Modelo 3D	-83.19	11.87	34.6	14.72	22.20
Modelo planar	-81.16	11.22	34.55	14.69	22.15
Modelo unifilar	-70.44	4.92	19.46	-	26.42

Tabla 3. Resultados obtenidos en la modelación de deformaciones y reacciones en los apoyos.

- Como resultado de la modelación, se tiene que la deformación vertical en el centro del pórtico planar representa el 97.55% y la horizontal al 94.52% de los valores del modelo tridimensional. Además, en las reacciones en los apoyos representa el 99.85% en compresión y el 99.79% en tracción.
- Por otro lado, el modelo unifilar representa el 84.67% y el 41.45% de las deformaciones vertical y horizontal respectivamente de los valores reales.
- El sistema de fuerzas par que se presenta en las reacciones de los apoyos del modelo tridimensional, se convierte en una fuerza axial y un momento alrededor del eje Y. La resultante axial del sistema par es de 19.88 tnf y producen un momento de 22.2 tnf-m. El momento resultante en el modelo unificado es de 26.42 tnf-m. La reacción en la base del modelo unifilar representa un 97.88% del modelo tridimensional y un 119% al momento en el eje Y
- La carga solicitada en compresión para el elemento vertical en el modelo unifilar es de 19.46 tnf, equivalente a 42.9 kip, esta carga es menor a la resistencia nominal del elemento compuesto hallada anteriormente en el paso 10 de la metodología.
42.9 kip < 54.9 kip
- En este caso se observa que es bastante confiable el modelo planar debido a que la diferencia en la deformación es poca con respecto al vano que cubre el pórtico. Ahora bien, el modelo unifilar da una idea cercana en la deformación vertical en el centro del vano, se esperaba que los resultados estuvieran un poco desviados del valor real debido a la falta de elementos como diagonales y montantes, que son vitales en el proceso de modelación de la respuesta del comportamiento al corte. En un trabajo complementario se pueden plantear alternativas de

mejora a este modelo para incluir de una forma más adecuada la resistencia y la rigidez al corte de las secciones originales.

- Por petición de la empresa CIDEI como auxiliar de ingeniería, se realizó el formato de diseño de pilas, diseño de nervios y verificaciones de resistencia contra el fuego, estos se anexan al final del presente trabajo.
- Debido a que en la empresa CIDEI se presentaban frecuentemente correcciones en la entrega de los planos estructurales, específicamente en el despiece de vigas y columnas, se implementa un nuevo formato para la presentación de las mismas.

12 Conclusiones

- En este informe se presentó un componente investigativo y práctico como complemento a la labor como auxiliar de ingeniería en la empresa CIDEI. Esto permitió revisar alternativas que pueden ser de gran utilidad para la modelación de sistemas de gran interés en la construcción como son los pórticos armados en celosía.
- En los últimos 6 meses se llevaron de manera satisfactoria las labores estipuladas por la empresa, como fueron el apoyo en la modelación de estructuras de concreto y metálicas, apoyo en proceso de corrección de proyectos pasados.
- Es de vital importancia en la labor diaria del ingeniero tener presente la componente ética, que los procesos se realicen de manera satisfactoria siempre cumpliendo con los factores de seguridad estipulados por la normativa colombiana
- Es de gran ayuda para el ingeniero estructural contar con ayudas de modelación que le permitan agilizar tiempos de trabajo o realizar un predimensionamiento rápido en el caso de querer evaluar un perfil o ángulo para diseñar un pórtico armado en celosía, en caso de dar una carga aproximada para el prediseño de las cimentaciones de la estructura.

13 Referencias Bibliográficas

- Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes (creada por la ley 400 de 1997). *Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente*. NSR-10
- Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes (creada por la ley 400 de 1997). *Título C – Concreto Estructural*. NSR-10
- Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes (creada por la ley 400 de 1997). *Título E – Casas de uno y dos pisos*. NSR-10
- Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes (creada por la ley 400 de 1997). *Título F – Estructuras metálicas*. NSR-10
- Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes (creada por la ley 400 de 1997). *Título B – Cargas*. NSR-10
- American institute of Steel Construction (AISC), *Specification for Structural Steel Buildings*, 7 de Julio de 2016.
- Jack C. McCormack – Stephen F. Cernak, *Diseño de Estructuras de Acero*, 5ª. Edición, Diciembre de 2012
- American institute of Steel Construction (AISC), *Steel Construction Manual*, 2005.
- American institute of Steel Construction (AISC), *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*, 1 de Agosto de 2014
- [Charles J. Carter](#), *Unified Design of steel Structures*, 3rd Ed. 2017

14 Anexos

A continuación, se anexan todos los análisis y procedimientos realizados para cumplir todos los objetivos planteados. Se muestra entonces la redacción de los formatos de comprobación de pilas, diseño de losa y comprobación de resistencia contra el fuego que fueron realizados para la empresa CIDEL

14.1 Comprobación estructural de cimentación tipo Pila

Según el estudio geotécnico se tiene una capacidad portante de **35 ton/m²** a **6 m**, este además recomienda que las pilas sean de **1,2 m** de diámetro. Se realiza el análisis de capacidad de la pila, en la **Figura 1** se presenta el diagrama de interacción de la sección.

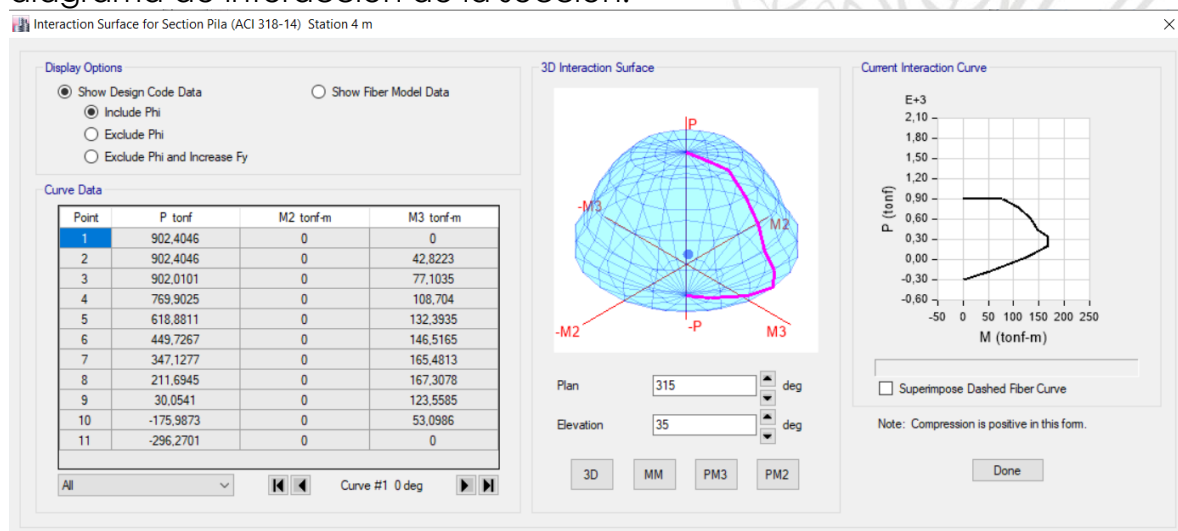


Figura 1. Diagrama de interacción de la pila

En la **Figura 2**, se verifica que los esfuerzos de las columnas no superan la capacidad última de la pila, por lo cual la sección presenta un comportamiento satisfactorio ante las sollicitaciones de la edificación.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PILA

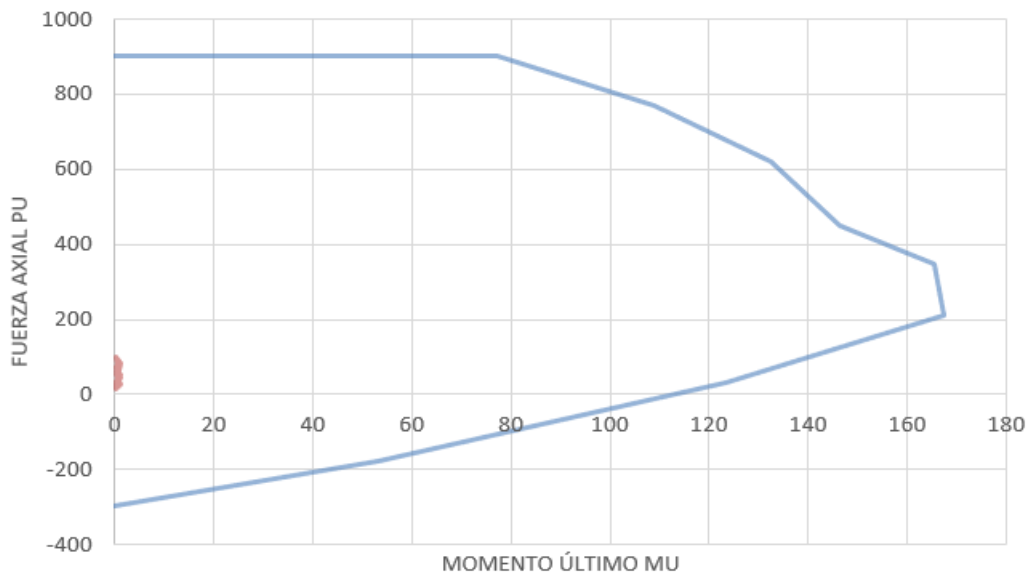


Figura 2. Verificación de esfuerzos de columnas

Para el refuerzo longitudinal y transversal de la pila, se coloca el acero mínimo requerido por norma referido en la **Tabla C.15.11-1**

TABLA C.15.11-1 — CUANTÍAS MÍNIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAJONES DE CIMENTACIÓN VACIADOS EN SITIO

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DM) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico indique que se debe utilizar una longitud mayor	tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Nota: Cuando el diseño indica que se presentará disipación de energía en el rango inelástico en la zona superior del pilote o cajón, deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo C.21 y deben tomarse las precauciones necesarias para garantizar que la articulación plástica se presenta en la zona confinada.

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{A_g} = 0,005 \quad ; \text{ donde } A_g = 785398.16 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3926.99 \text{ mm}^2 \quad ; \quad 20\emptyset 5/8" \rightarrow 20 \times (199 \text{ mm}^2) = 3980 \text{ mm}^2$$

$$A_T = \emptyset 1/2" \text{ c}/7.5 \text{ cm al } 1,5 \text{ m del nivel de desplante}$$

$$A_T = \emptyset 1/2" \text{ c}/15 \text{ cm en el resto de longitud}$$

Para el diámetro mínimo de la campana se usa el esfuerzo último de la columna más cargada:

$$D_c = \sqrt{\frac{4P_u}{\pi G_u}} = 149 \text{ cm} = 150 \text{ cm}$$

C.15.11.3 – ESFUERZOS AXIALES MÁXIMOS- Los esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote, o sobre el fuste cuando se trate de pilotes acampanados.

Para la columna **C-8**, la cual presenta las mayores sollicitaciones se hacen las comprobaciones:

a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado):

$$D + L \leq 0.25f'cAg \quad \text{C.15-2}$$

$$(58.86 + 19.07) \times 9806 \text{ N} \leq 0.25(21\text{MPa})(4523893\text{mm}^2)$$

$$770359 \text{ N} \leq 23750440 \text{ N} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$1.2D + 1.6L \leq 0.35f'cAg \quad \text{C.15-3}$$

$$(1.2(58.86) + 1.6(19.07)) \times 9806 \text{ N} \leq 0.35(21\text{MPa})(4523893\text{mm}^2)$$

$$991818,3 \text{ N} \leq 33250617 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más los efectos sísmicos:

$$D + L + 0.7E \leq 0.33f'cAg \quad \text{C.15-4}$$

$$((58.86) + (19.07) + (0,7 \times 7.27)) \times 9806 \text{ N} \leq 0.33(21\text{MPa})(4523893\text{mm}^2)$$

$$8140.84 \text{ N} \leq 31350581 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$1.2D + 1.0L + 1.0E \leq 0.35f'cAg \quad \text{C.15-5}$$

$$(1.2(58.86) + (19.07) + (7.27)) \times 9806 \text{ N} \leq 0.35(21\text{MPa})(4523893\text{mm}^2)$$

$$929520.546 \text{ N} \leq 31350581 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

c) Esfuerzos de tracción causados por los efectos sísmicos, cuando hay levantamiento:

$$-1.0D + 1.0E \leq 0.9fyAst \quad \text{C.15-6.}$$

$$((-58.86) + (7.27)) \times 9806 \text{ N} \leq 0.90(420\text{MPa})(5970 \text{ mm}^2)$$

$$648470.78 \text{ N} \leq 2256660 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple}$$

14.2 Diseño de losa.

Para el nervio más largo y cargado se verifica el refuerzo requerido.

Para la estimación de la carga muerta, se usa la mayor sollicitación por carga viva debido al uso residencial de 1.8 kN/m^2 .

Dimensiones finales	h [mm]	300	Cargas	Qm (peso propio)	2.06	[kN/m ²]
	t [mm]	100		Instalaciones	1.5	[kN/m ²]
	l [mm]	700		Divisiones	3.0	[kN/m ²]
	h1 [mm]	250.0		Piso	0.0	[kN/m ²]
	hf [mm]	50.0		Qm	7.0	[kN/m ²]
	b [mm]	800		Qv	1.8	[kN/m ²]

Tabla de cargas de diseño

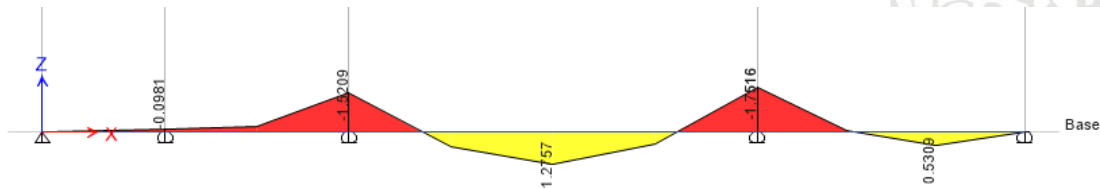
De acuerdo al área aferente: 0,6 m se tienen las cargas y combinaciones por metro lineal:

$$1,2D + 1,6L = 1,2(4.6 \text{ kN/m}) + 1,6(1.8 \text{ kN/m}) = 6.8 \text{ kN/m}$$

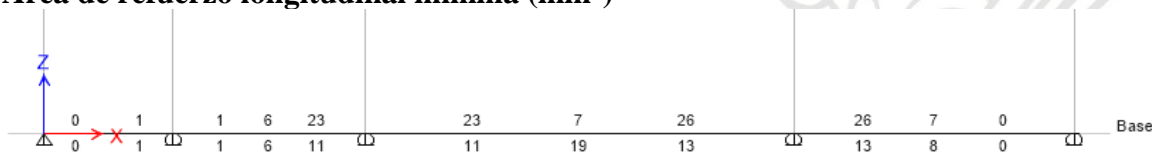
$$1,4D = 1,4(4.6 \text{ kN/m}) = 5.9 \text{ kN/m}$$

El análisis estructural realizado en ETABs para momentos máximos y cortante máxima se muestra a continuación:

Diagrama de momentos



Área de refuerzo longitudinal mínima (mm²)



$$A_{s_{min}} = 26 \text{ mm}^2 < A_{s_{colocado}} = 258 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\phi 1/2''$$

Área de refuerzo por cortante mínima (mm²)



$$A_{s_{min}} = 0 \text{ mm}^2 < A_{s_{colocado}} = 71 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\phi 3/8''$$

El refuerzo transversal se coloca cada 15 cm en toda la longitud del nervio para facilidad constructiva.

Se anexa el análisis y diseño hecho por ETABs para el nervio de diseño:

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (m)	LLRF	Type
Base	B5	3	Nervio	1.6	1	nonSway

Section Properties

b (m)	h (m)	b _f (m)	d _s (m)	d _{ct} (m)	d _{cb} (m)
0.1	0.3	0.1	0	0.06	0.06

Material Properties

E_c (kN/m ²)	f'_c (kN/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kN/m ²)	f_{ys} (kN/m ²)
2152562.37	21000	1	413685.47	413685.47

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area m ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area m ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area m ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	0.000023	0.08	0.000007	0.02	0.000026	0.09
Bot (-2 Axis)	0.000011	0.04	0.000019	0.06	0.000013	0.04

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M_u kN-m	End-I Station Loc m	Middle Design M_u kN-m	Middle Station Loc m	End-J Design M_u kN-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-1.5209	0	-0.4379	1.2	-1.7516	1.6
Combo	Comb1		Comb1		Comb1	
Bot (-2 Axis)	0.7604	0	1.2757	0.8	0.8758	1.6
Combo	Comb1		Comb1		Comb1	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s m ² /m	Middle Rebar A_v /s m ² /m	End-J Rebar A_v /s m ² /m
0	0	0

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u kN	End-I Station Loc m	Middle Design V_u kN	Middle Station Loc m	End-J Design V_u kN	End-J Station Loc m
7.1358	0	0.0038	1.2	7.4242	1.6
Combo		Comb1		Comb1	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s m ² /m	Longitudinal Rebar A_l m ²
0	0

Design Torsion Force

Design T_u kN-m	Station Loc m	Design T_u kN-m	Station Loc m
0	1.6	0	1.6
Combo		Comb1	

14.3 Comprobación requisitos para incendios

K.2.1.2 Toda edificación o espacio que se construya o altere debe clasificarse, para los propósitos de este reglamento, en uno de los grupos de ocupación dados en la tabla K2.1-1, de acuerdo con su ocupación principal o

dominante. Según la tabla K2.1-1 el proyecto se clasifica como R-2 al tener uso residencial multifamiliar.

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	MIXTO Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.2.9
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	TEMPORAL	K.2.11

Luego de conocer el grupo de ocupación se procede a clasificar la estructura en función del riesgo de vidas humanas o amenaza de combustión en J.3.3.1. El presente proyecto se conforma de 4 niveles que conforman un área total de 278m²

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, A_T m ²	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m ²				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m ²				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Notas: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m² por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Se verifica la resistencia en horas requerida al fuego normalizado NTC 1480 en la tabla J.3.4-4

TABLA J.3.4.3 RESISTENCIA REQUERIDA AL FUEGO NORMALIZADO NTC 1480 (ISO834), EN HORAS, DE ELEMENTOS DE UNA EDIFICACIÓN DE TODOS LOS GRUPOS DE OCUPACIÓN EXCEPTO R1 Y R2			
ELEMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN	CATEGORÍA SEGÚN LA CLASIFICACIÓN		
	I	II	III
Muros cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	1/2	1/4	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los títulos C-G de la NSR -10	2	1	1
Cubiertas	1	1	1/2
Escaleras interiores no cerrados con muros	2	1	1

J.3.5 - Evaluación de la provisión de resistencia contra fuego en elementos de edificaciones

J.3.5.2.1 - Columnas de concreto estructural – Las columnas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

b) La dimensión mínima para columnas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO dada en C.21.3.5.1 de 250mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida hasta de 2 horas.

La menor dimensión de la columna más pequeña del presente proyecto es de 300mm, por lo que se verifica la resistencia al fuego en las columnas.

J.3.5.2.3 – Losas macizas y viguetas de concreto estructural – Las losas macizas, incluyendo las de cubierta el ancho del alma de viguetas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

c) el espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de las viguetas no debe ser menor de 80 mm para resistencia al fuego requerida por una (1) hora

Las dimensiones de alma de las viguetas de la losa aligerada son de 100mm, por lo que se verifica el cumplimiento de la resistencia requerida

J.3.5.2.4 – Vigas de concreto estructural – Las vigas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

b) El ancho mínimo del alma de vigas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO dada en C.21.3.4.1 de 200 mm, es adecuada para resistencia para resistencia requerida al fuego de dos (2) horas

La dimensión mínima de vigas en el presente proyecto es de 300 mm por lo que se verifica el cumplimiento para la resistencia requerida.

J.3.5.3 – Elementos de mampostería estructural y no estructural – Para proveer muros de mampostería estructural y no estructural con las resistencias al fuego normalizado especificadas en el numeral J.3.4.4 , debe estimarse la resistencia al fuego de la mampostería , especificada en la tabla J.3.5-1

Tabla J,3,5-1 Espesor mínimo equivalente de muros de mampostería de arcilla en mm, en función de la resistencia al fuego en horas			
TIPO DE UNIDAD	RESISTENCIA AL FUEGO EN HORAS		
	1	2	3
Maciza	60	90	110
De perforación vertical	50	80	100
De perforación horizontal	45	65	90

El presente proyecto se construirá con muros de mampostería de 100 mm, por los cual se verifica el cumplimiento de la resistencia requerida

14.4 Análisis de cargas de viento

El análisis de la carga de viento fue realizado con base al capítulo 6 del título B de la NSR-10, usando el método simplificado que se describe en el numeral B.6.4

$$P_s = \lambda * K_{xt} * l * P_{s10}$$

(B.6.4-1)

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	FACTOR
Velocidad de viento básica (V)	m/s	33
Grupo de uso	-	I
Factor de importancia (I)	-	1
Rugosidad del terreno	-	B
Exposición	-	B
λ	-	1.160
Kzt	-	1
Ángulo de inclinación de la cubierta (θ)	°	15
h	m	10
Longitud mayor	m	20.5
Longitud menor	m	20

Tabla 4. Factores usados en el cálculo de las presiones de viento

Siguiendo el procedimiento descrito en el numeral B.6.4.2.1 se calculan las siguientes presiones de viento

PRESIONES HORIZONTALES				PRESIONES VERTICALES			
ZONA	UNIDAD	Ps10	Ps	ZONA	UNIDAD	Ps10	Ps
A	kN/m ²	0.43	0.499	E	kN/m ²	-0.51	-0.592
B	kN/m ²	-0.22	-0.255	F	kN/m ²	-0.29	-0.336
C	kN/m ²	0.28	0.325	G	kN/m ²	-0.35	-0.406
D	kN/m ²	-0.13	-0.151	H	kN/m ²	-0.22	-0.255

Tabla 5. Presiones de viento calculadas

