

Memoria de Calculo
Diseño Estructural
Parroquia Natividad del Señor

Presentado por:

Juan Felipe Arroyo

Juan Camilo Jiménez

Juan José Villareal

Juan Camilo Molina F

Tutor del Proyecto:

José Javier Martínez Echeverri

Diseño I y Diseño II

Pontificia Universidad Javeriana de Cali
Facultad de Ingeniería y Ciencias
Santiago de Cali

Contenido

Introducción.....	3
Objetivos.....	4
Descripción de la estructura	5
Procedimiento de Diseño Estructural	8
Modelación en Etabs	10
Avalúo de cargas	11
Predimensionamiento de Vigas	11
Predimensionamiento de Columnas	15
Predimensionamiento Cubierta	17
Carga de sismo.....	26
Coeficiente de diseño para ciudades capitales	26
Coeficientes de amplificación	27
Selección de coeficiente de importancia.....	28
Espectro de aceleración de diseño Sa.....	29
Generación de carga de sismo	32
Ajuste componentes cortante ETABS	33
Chequeo de derivas	35
Ajuste de cargas de sismo con pantallas	39
Peso del edificio con pantallas	40
Chequeo de cargas verticales.....	40
Cargas de sismo	41
Chequeo derivas.....	42
Análisis modal.....	43
Irregularidades	44
Irregularidades en planta.....	46
Irregularidad torsional 1P.....	46
Irregularidad Tipo 1bP	46
Irregularidad por retrocesos en las esquinas 2P.....	49
Irregularidad del diafragma 3P.....	49
Irregularidad por desplazamiento de planos de acción 4P	50
Irregularidad de sistemas no paralelos 5P	50
Irregularidades en altura.....	51

Irregularidad por rigidez o Piso flexible 1aA	51
Irregularidad por distribución de masa 2ª	53
Irregularidad geométrica 3ª.....	54
Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción 4ª	54
Irregularidad por piso débil extremo 5.....	54
Calculo de coeficiente de disipación de energía R.....	55
Chequeo de resistencia de vigas	56
Combinaciones de carga.....	56
Chequeo de resistencia de viga	59
Definición y selección de combinaciones de carga	62
Chequeo de zapatas	64
Diseño de zapatas	68
Dimensionamiento de vigas de cimentación.....	73
Chequeo de deflexiones	73
Deflexión VP	74
DESPIECE DE VIGAS, VIGUETAS Y COLUMNAS.....	75
DISEÑO DE ACEROS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES COLUMNAS.....	76
Diagramas de Interacción.....	79
Cálculo de aceros longitudinales y transversales.	80
DISEÑO DE VIGAS ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	82
SELECCIÓN DE PANTALLAS A DISEÑAR:	85
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CUBIERTAS – Resultados finales.	90
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (EDIFICIO 1).....	114
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (EDIFICIO 2).....	114
RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS Y ADICIONALES.	114
REFERENCIAS.	114

Introducción

El diseño es un aspecto fundamental en la vida de un ingeniero civil, para este caso, se realizará un diseño completo y bien estructurado de la Parroquia Natividad del Señor ubicada en la ciudad de Santiago de Cali en el barrio El Rodeo, zona este de la ciudad.

Para esto contamos con unos planos arquitectónicos realizados por el arquitecto contratado por parte de la parroquia, quien nos proporcionó el levantamiento e información arquitectónica necesaria para comenzar con la modelación y diseño de tal estructura mencionada con anterioridad. Nos enfrentamos a un reto que pone a prueba nuestros conocimientos en la ingeniería civil que hemos aprendido a lo largo de nuestra vida universitaria, principalmente en el diseño y cálculo de estructuras. Dentro del programa FORJA (Formación Javeriana) el cual se centra en el fortalecimiento de las competencias ciudadanas, en tanto se promueve la revisión de las formas de relación interpersonal, que se han construido en una perspectiva de respeto, de valoración de la diferencia y el reconocimiento de la dinámica social, política, económica, cultural y ambiental de los territorios donde se articula el trabajo disciplinar del estudiante; y, se reconoce que éstas competencias se logran a través de todo el proceso formativo y desde diversas estrategias curriculares y co-curriculares, que pone en marcha la Universidad. Recordemos que todo esto es en pro de la comunidad y es bajo la supervisión del ingeniero civil José Javier Martínez, quien es docente, guía y pilar dentro de nuestra finalización de nuestro proceso formativo y académico dentro de la universidad Javeriana Cali.

Objetivos

Diseñar y evaluar la estructura de la Parroquia Natividad de Señor ubicada en el barrio el rodeo de Cali mediante la utilización de software especializado (ETABS), con el fin de garantizar la seguridad y estabilidad ante cargas estructurales y sismos.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Realizar un análisis de combinaciones sobre la estructura a trabajar.
2. Diseñar y dimensionar adecuadamente cada uno de los elementos estructurales que componen la estructura para asegurar una distribución eficiente de las cargas.
3. Evaluar el comportamiento de la estructura con ayuda del software mencionado anteriormente de tal manera que se puede obtener un producto seguro, viable, bajo la NSR-10 y respetando los requerimientos arquitectónicos del cliente, y en caso dado, proponiendo alternativas seguras y eficientes.

4. Evaluar la respuesta sísmica de la estructura, aplicando normativas locales para garantizar su resistencia ante eventos sísmicos.
5. Precisar todo tipo de especificaciones técnicas necesarias para la ejecución del proyecto.

Descripción de la estructura

La parroquia Natividad del señor está ubicada en la comuna 12 al oriente de la ciudad, como se muestra en el siguiente mapa de Cali:

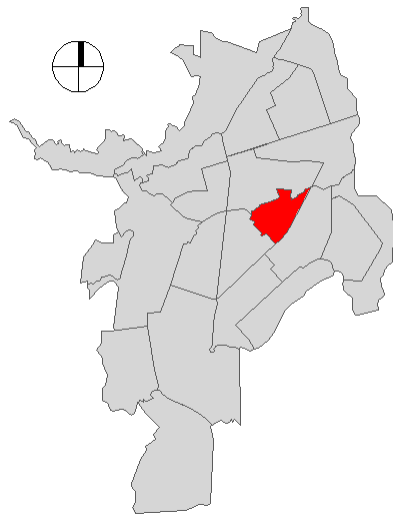


Figura 1. Mapa de Cali – Comuna 12



Figura 2. Estado – Visual actual de la parroquia Natividad del señor.

Actualmente la parroquia se compone por 3 estructuras, las cuales desempeñan funciones diferentes: la primera estructura (costado izquierdo) cuenta con una cocina,

una sala comedor, dormitorios y una terraza. La segunda estructura es el lugar donde se realiza la eucaristía y otras actividades religiosas en conjunto con la comunidad. Finalmente, en la tercera estructura (costado derecho) se desempeñan actividades de comercio en servicio de la comunidad.

La idea de estructurar una nueva parroquia es un plan que ilusiona a la comunidad y que embellece favorablemente al sector. Aquellos que creen en la palabra del señor y buscan de él, tendrán la oportunidad de disfrutar de un recinto mucho mas seguro (desde un punto de vista estructural) y de unos espacios que favorecerán a la comunidad no solo a manera de religiosidad y espiritualidad.

Para la nueva estructura se propone el siguiente diseño, el cual cuenta con una mejor organización de los espacios y de su exterior, brindando una mayor seguridad estructural a comparación de la actual, una estructura mucho mas bella y moderna arquitectónicamente, mayor espacio y capacidad de público, y valorización del sector. Planteándose de la siguiente manera:

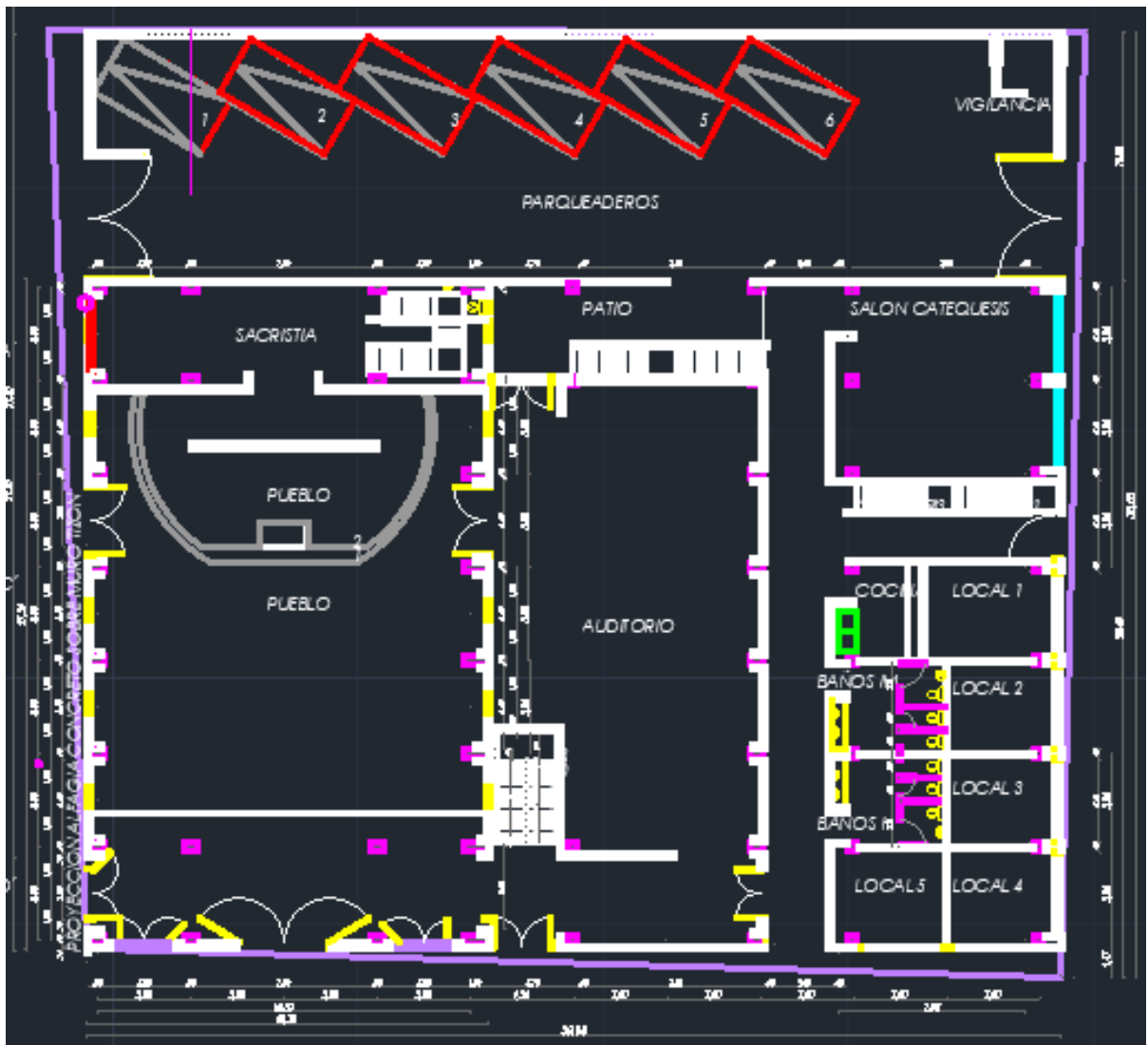


Figura 3. Vista en planta – Parroquia Natividad del señor.



Figura 4. Visual nueva estructura renderizada – 3D.

Se plantea una estructura en sistema combinado, aporcada en concreto con la cubierta en cercha metálica. A diferencia de la parroquia actual, esta cuenta con parqueaderos, con salón de danzas, con una cubierta que arquitectónicamente por dentro es en forma de cúpula, con un auditorio, con locales comerciales remodelados, con una sacristía y con otros espacios con los cuales no cuenta la parroquia actualmente.

Procedimiento de Diseño Estructural

Para el diseño estructural, se siguieron una serie de pasos y criterios establecidos por la NSR 10, norma colombiana de estructuras sismorresistentes que rige los diferentes proyectos de infraestructura civil en el país. Inicialmente se realizó una visita a la parroquia para conocer el estado actual de la misma para así poder establecer un plan de diseño que mejor se acomode a los deseos y necesidades del lugar. Después de la visita, el arquitecto plantea un diseño arquitectónico en AutoCad para que nosotros como ingenieros civiles podamos plantear un modelo en Etabs y poder realizar un análisis estructural detallado tal que la estructura no se vaya a ver afectada por aspectos sísmicos, ambientales, de cargas, esfuerzos, torsiones, etc. En pocas

palabras, que sea una estructura segura y que cumpla con los parámetros establecidos por la norma anteriormente mencionada.

Como primera instancia del diseño estructural se modeló la estructura en Etabs, dividida en 2 modelos: un primer modelo que pertenece al de la parroquia, la cual es un sistema combinado entre porticado en concreto y cubierta en cercha metálica. Un segundo modelo que pertenece al resto de la estructura que se compone de 2 edificaciones, la edificación central que cumple la función de auditorio y la edificación lateral derecha que cumple la función de comercio y de espacios institucionales para aprovechamiento de una fundación para niños.

Los modelos se plantearon y se dividieron en 2 partes, un edificio 1, donde se encuentra la parroquia. Y un edificio 2 donde se encuentra el resto de la estructura. Se plantearon de tal manera para mostrar de mejor forma cómo se comporta la estructura, pues son dos edificaciones con características diferentes que podrían aumentar la cantidad de irregularidades, por lo que es preferible dejar una dilatación sísmica entre ellos para que los dos edificios no aplaudan entre sí.

Los modelos ya mencionados se plantearon como se muestra en las figuras 5 y 6, obviamente sin modificar los requerimientos arquitectónicos y respetando los espacios establecidos en el diseño de AutoCad.

Con base a los modelos planteados se empiezan los análisis estructurales, iniciando con un avalúo de cargas, en donde se calcula y se compara el peso de la estructura con los resultados arrojados en la modelación, lo cual el porcentaje de diferencia debe ser mínimo. Posterior a esta verificación, se realiza un predimensionamiento de vigas y columnas partiendo de la carga muerta y carga viva de la estructura (NSR -10, Título B). Como su nombre lo indica, las dimensiones arrojadas en este cálculo son aproximaciones que deben de ser rectificadas en la modelación, y en caso dado, ajustarlas de acuerdo con los resultados que arroje el programa.

Al ajustarse las dimensiones de los elementos de la estructura y al definir las propiedades y materiales de cada uno de estos elementos en el modelo, se procede a calcular y diseñar el espectro de aceleración con base a coeficientes, formulas y parámetros establecidos por la NSR-1º título A, y se carga al modelo.

Finalmente, con el modelo con dimensiones, cargas y elementos finales, se procede a analizar su comportamiento y cómo se comporta la estructura frente a los criterios iniciales, para así mismo definir si este necesita de elementos adicionales o de modificaciones, estos resultados incluyen: momento, torsión, deflexiones, derivas, chequeos modales, cargas, esfuerzos, resistencias, irregularidades, etc.

Simultáneamente se realizan los diseños y estimaciones de zapatas partiendo de un estudio de suelos, en este caso, no hay un estudio de suelos, pero se logró establecer unos parámetros del suelo con base a estimaciones estándar de la zona. Y también se diseña el refuerzo de acero que necesitan los elementos de la estructura con sus debidos despieces.

Modelación en Etabs

En esta parte, se muestra la modelación de las 2 estructuras anteriormente mencionadas, cada una de sus secciones y cargas estarán descritas en los apartados relacionados con cada una de las partes del edificio (Losas, cubiertas, vigas, columnas, apoyos, etc).

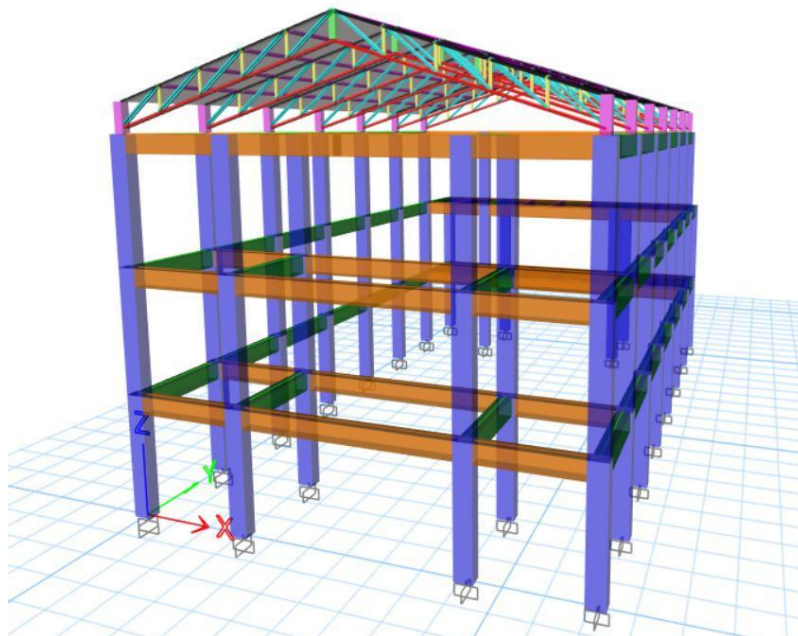


Figura 5. Modelación edificio 1.

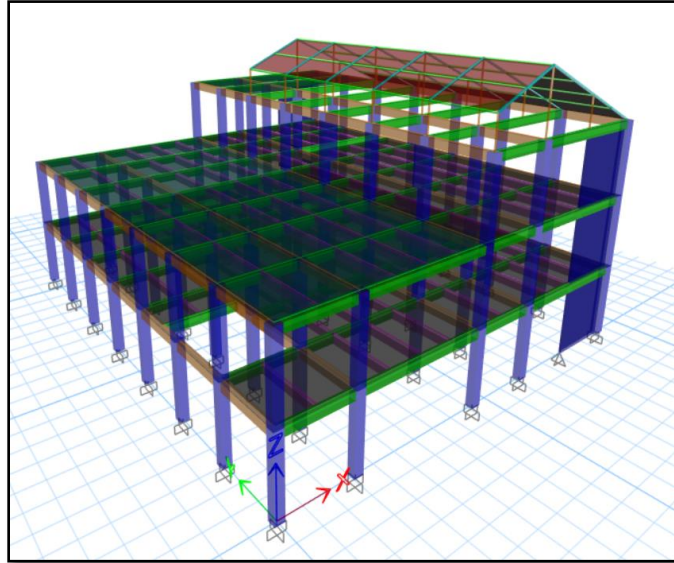


Figura 6. Modelación edificio 2.

Avalúo de cargas

Para estimar la carga muerta y carga viva, es necesario de la norma NSR 10- título B, ya que, por medio de estas, podremos estimar las cargas de la estructura a manera inicial y general, esta contará con unas cargas sobre impuestas como se muestra en la tabla 1, obteniendo así un CM de 6,8 KN/m² al sumarle el peso propio de la losa a estas cargas sobre impuestas. Y según la Tabla B.4.2.1-1 del Título B – Cargas vivas - NSR 10 esta estructura tiene un uso para reuniones, sin embargo, también cuenta con corredores y escaleras y zonas de comercio minorista, por lo que el valor asignado para Carga viva (CV) es de 5 KN/m².

Cargas sobreimpuestas	
Muros	3,5 kN/m ²
Alistado	1,1 kN/m ²
Pisos	0,5 kN/m ²
Ductos	0,25 kN/m ²
Cielo falso	0,25 kN/m ²
Carga muerta sobreimpuesta	5,6 kN/m²

Tabla 1. Cargas sobreimpuestas

Predimensionamiento de Vigas

Para el predimensionamiento de vigas se sacaron las longitudes de eje a eje tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal de la vista en planta de la estructura

(Grafico 3), esas serían las longitudes aproximadas de cada una de las vigas, obteniendo las siguientes longitudes.

Dimensiones Basicas en Planta (m)						
L1	L2	L3	L4	L5	L6	Laterales
3,8	7,6	4,0	7,6	3,80	7,6	3,8

Tabla 2. Dimensiones básicas en planta

Recordemos que, para encontrar las dimensiones de viga adecuadas, se escoge la más crítica, esto es en relación con la que tiene mayor luz o la que soporta mayores cargas. En pocas palabras, la viga que obtenga un mayor μ .

Es importante tener en cuenta que el procedimiento para encontrar el valor de b , parte de la siguiente ecuación (ecuación 1), sabiendo que tenemos la información para conocer μ (Momento Ultimo de diseño) y así mismo despejar la ecuación para encontrar b y estimar una sección de viga inicial de $b \times b$.

$$\begin{aligned} \mu(\text{diseño}) &\leq \phi * M_n \\ \mu &\leq \phi * \rho * f_y * b * d^2 * (1 - 0.59 * \rho * f_y / f'_c) \end{aligned}$$

Ecuación 1. Momento Ultimo de diseño

Los datos necesarios para obtener la siguiente información son (Tabla 3 y 4):

f'_c (Mpa)	24,5
f_y (Mpa)	420

Tabla 3. Valores de f'_c y f_y en Mpa.

Valores	
d	450
ϕ	0,9
ρ_b	0,0248
β	0,85
ρ_{sugerido}	0,014

Tabla 4. Valores sugeridos de ϕ , ρ_b , β , ρ .

Se realiza el procedimiento ya mencionado, reemplazando los valores mostrados en la ecuación 1, obteniéndose los siguientes resultados de b para la viga más crítica, como se muestra en la tabla 5.

Viga P. Centrales		
Mu	381,03	Kn*m
b (cm)	42,361358	cm
b	423,61	mm

Tabla 5. Resultados de b para viga.

Un resultado de b de 42 cm fue ampliado y modelado inicialmente como 45cm en el modelo como una sección cuadrada.

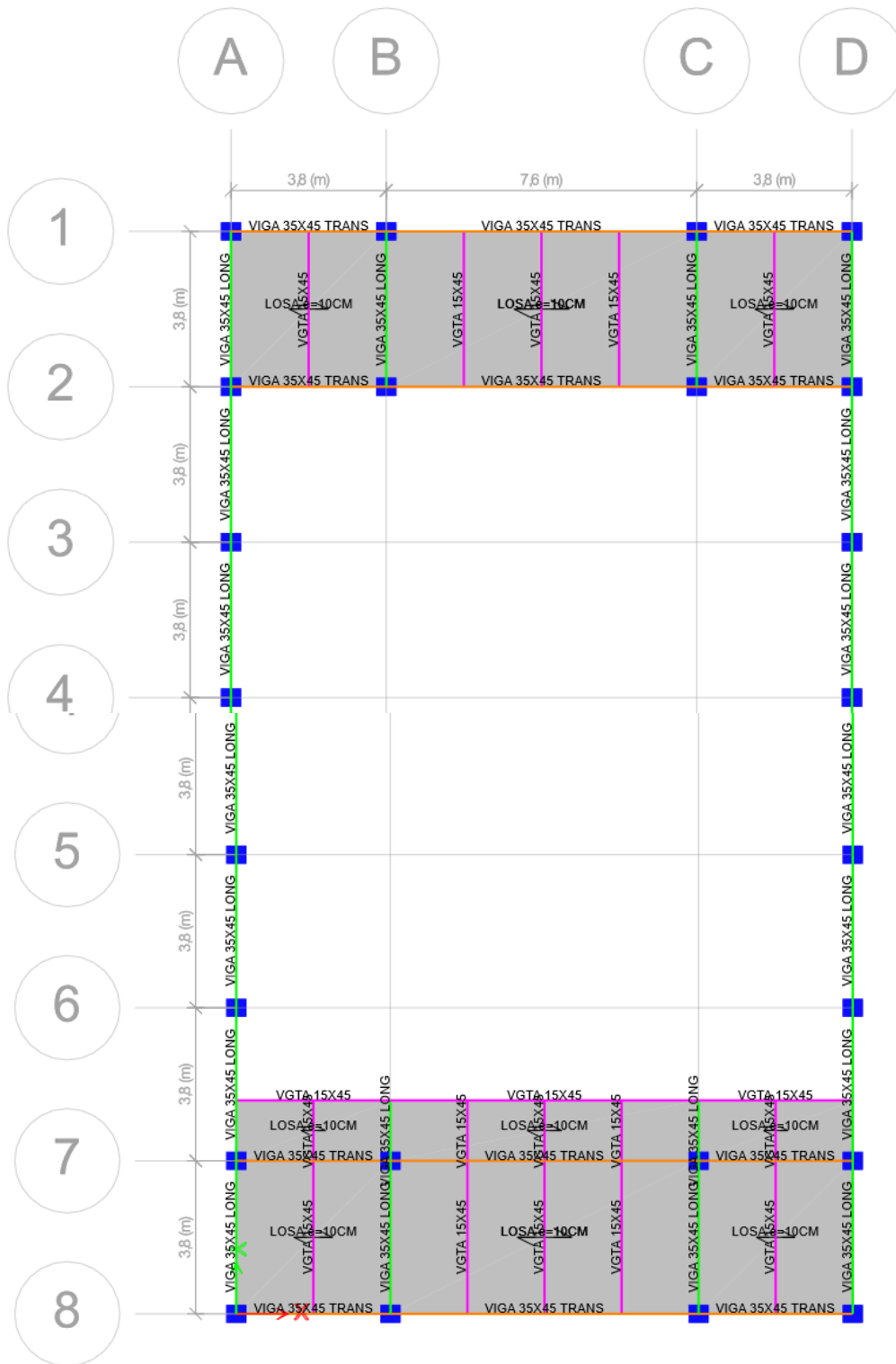


Figura 7. Vista en planta – Edificio 1.

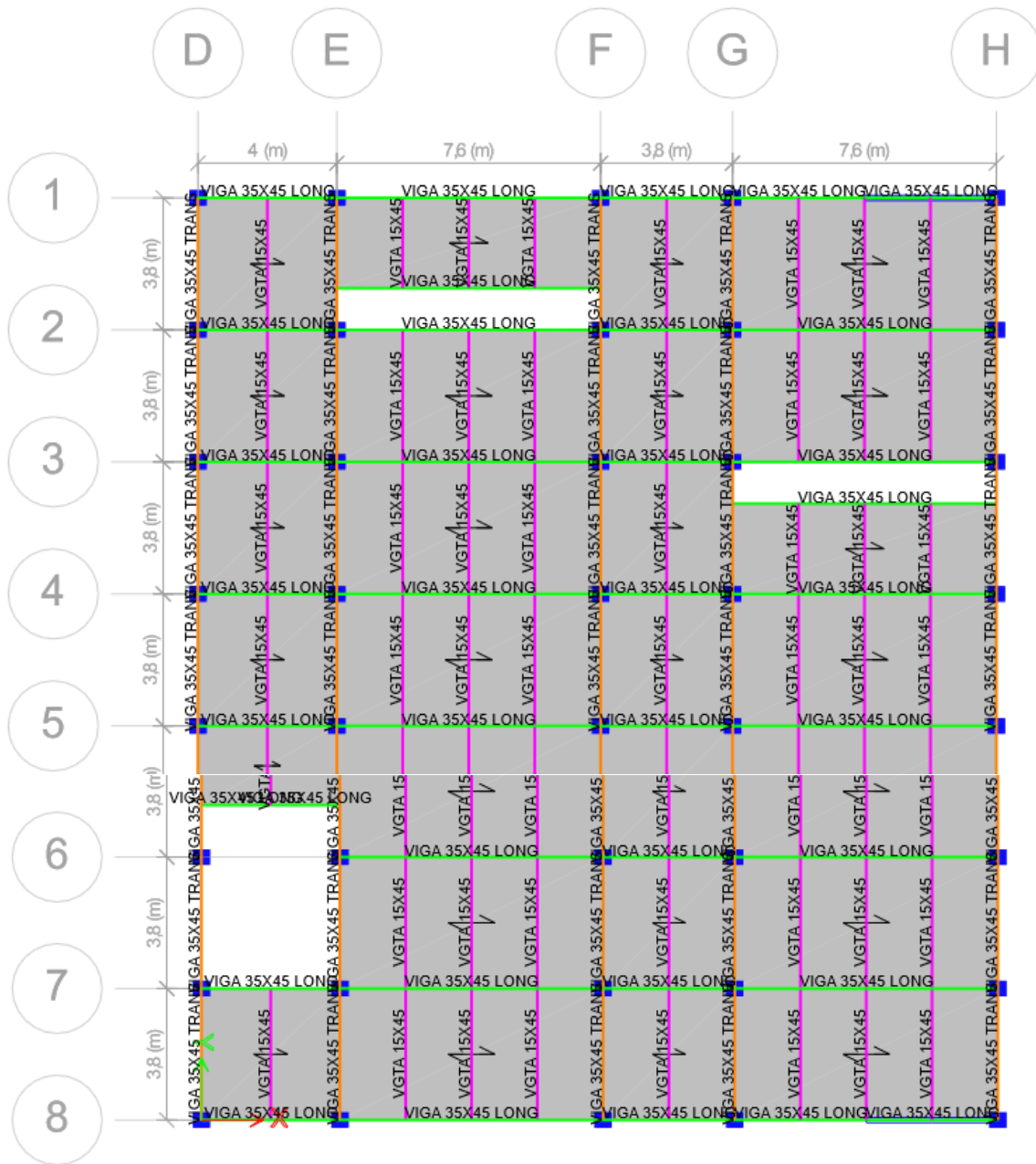


Figura 8. Vista en planta – Edificio 2.

Predimensionamiento de Columnas

Para el predimensionamiento de columnas, como paso inicial se consolidaron (Tabla 6) las alturas entre pisos la estructura. Recordemos que el modelo se planteó en 2 partes: la primera parte es la parroquia, la cual cuenta con una cubierta estilo cercha

metálica, esta no cuenta con losas entrepisos y tampoco con vigas transversales. La segunda parte es el edificio central (auditorio) y el edificio del costado derecho según vista frontal (locales comerciales), son en sistemas combinados, porticados en concreto y con cubierta metálica.

Dimensiones entre pisos (m)			
H1	H2	H3	H4
4,2	4,2	2,8	2,8

Tabla 6. Altura entre pisos.

Posterior a esto, se sacan unas áreas aferentes, estas áreas aferentes corresponden a la sección de carga que tendrían que soportar cada uno de los tipos de columna estipulados, cada columna recibe la mitad de luz de cada una de las vigas que se apoyen sobre esta. Las áreas aferentes para los tipos de columna iniciales fueron los siguientes (Tabla 7):

Nota: Los tipos de columna iniciales seleccionados corresponden a los estipulados inicialmente por el arquitecto. (estos son columnas posibles según criterio del arquitecto, sin embargo no han sido analizadas).

Area aferente (m2)	
Columna tipo 1	21,66
Columna tipo 2	21,66
Columna tipo 3	14,82

Tabla 7. Áreas aferentes – Tipos columna.

Partiendo de estas áreas aferentes se encuentra el valor de P_u (Carga ultima) definida en la ecuación 2, para esto se tuvo en cuenta que el área del acero representa únicamente el 3% del área de la columna a diseñar, es decir, $A_s = 0,03 \cdot A_g$.

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 0,80 [0,85 f'_c (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s]$$

Ecuación 2. Ecuación para P_u .

Este calculo nos ayudará a encontrar el valor de A_g y por consecuente el valor de A_s , pues recordemos que $P_u = (CM + CV) \cdot 4$, siendo CM Y CV:

$$CM = 1,2 \cdot \text{Area Aferente} \cdot (1 + 0,8 + W_u \text{ de la viga})$$

$$CV = 1,6 \cdot \text{Area Aferente}$$

Los valores para la viga tipo escogida fueron los siguientes (Tabla 8 y 9):

PU columna Tipo 3	
Carga muerta	860,603328
Carga viva	23,712
PU	3537,26131

Tabla 8. Resultado de Pu para columna tipo.

Ag	223877,30	mm ²
As	6716,32	mm ²
b	473,16	mm
b=d	47,32	cm
B= D DISEÑO	50	cm
Nota: Por norma debe ser minimo 30 cm		

Tabla 9. Resultados del b de diseño.

Estas columnas tambien fueron planteadas inicialmente bxb partiendo del diseño, al momento de modelar y analizar el comportamiento de la estructura, podremos definir si se necesita reducir, ampliar o seccionar como bxh.

Predimensionamiento Cubierta

Para el predimensionamiento de cubierta, se tuvieron en cuenta varios criterios, en este caso, se propone una cubierta en cercha metálica dado que previamente en ensayos y estudios iniciales realizados, se observó que las luces de las vigas den sentido transversal tendrían una luz un poco grande para ser construidas y diseñadas en concreto. Esto nos llevó a proponer una estructura metálica que brindará mayor seguridad, tendrá un buen comportamiento bajo condiciones de sismo y torsión, tendrá una buena facilidad constructiva y aportará menor peso a la estructura, facilitando o aliviando el trabajo de esta.

EDIFICIO 1.

La cubierta del edificio 1 está conformada por pórticos resistentes a momento y correas de cubierta para transferir la carga gravitacional al sistema. Las vigas del pórtico son tipo cercha llegando a la cumbrera con una “v” invertida, con esto se puede afirmar que las diagonales trabajan a tensión para evitar efectos de pandeo local. La viga pórtico está conformada por diagonales, montantes, paraleles, cordón inferior y

cordón superior, a continuación, se describen las secciones de los elementos mencionados:

- Diagonales: 2 ángulos 2" x 2" x 5/16"
- Montantes: 2 ángulos 1-1/2" x 1-1/2" x 1/4"
- Parales: Cajón armado 200x200x5mm
- Cordón superior: 2 ángulos 3" x 3" x 3/8"
- Cordón inferior: 2 ángulos 3" x 3" x 3/8"
- Correa: PTE 120x60x3mm

Los materiales de los perfiles son los siguientes: ASTM A36 para los ángulos, cajones armados ASTM A572Gr50 y ASTM A500GrC para perfiles tubulares PTE.

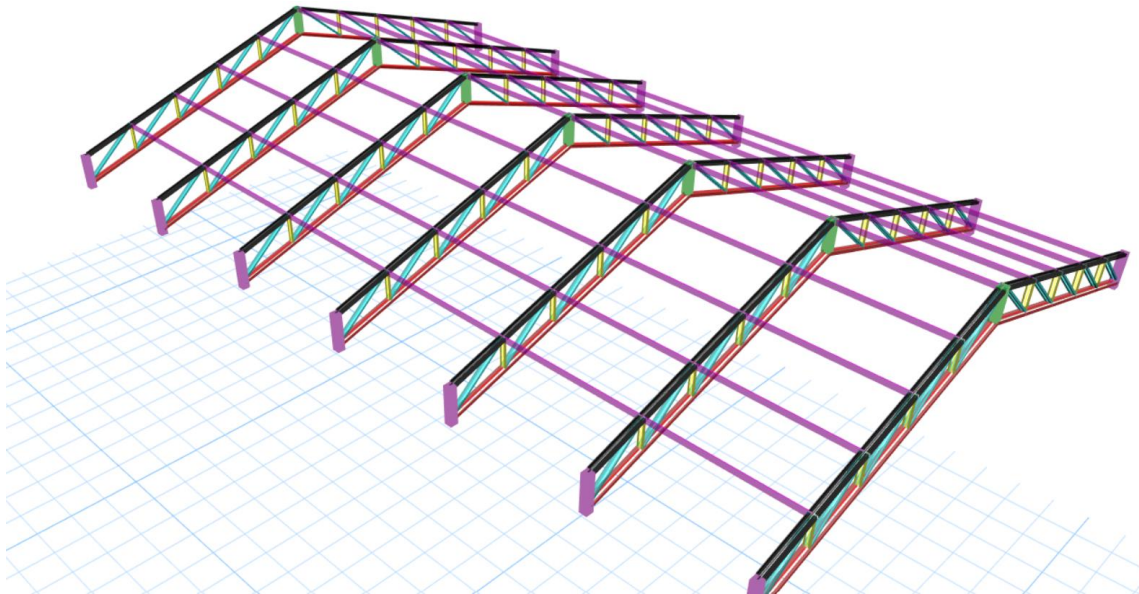


Figura 9.1. Modelación 3D – Cubierta edificio 1.

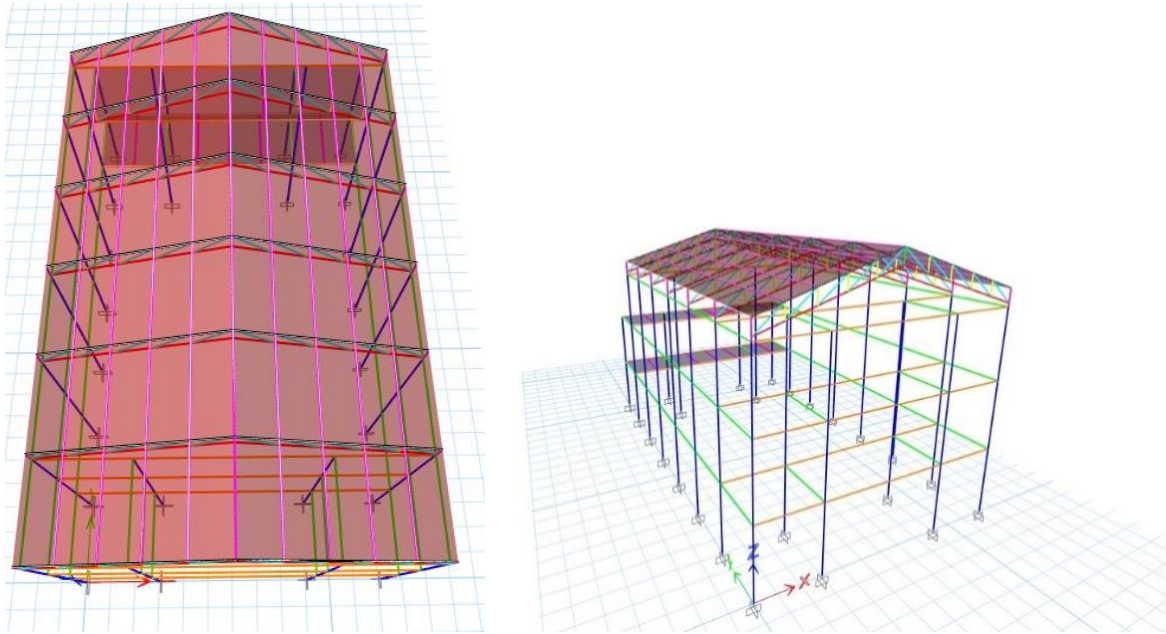


Figura 9. Vista – Modelación cubierta – Edificio 1.



Figura 10. Vista frontal – Modelación cubierta- secciones edificio 1.

Cabe resaltar que la cubierta está simplemente apoyada sobre la estructura de concreto, específicamente en las columnas. Por esta razón, en el modelo estructural, los parales de la cubierta están articulados (liberados a momento) en su zona inferior, como se puede observar en la siguiente figura. Además, en esta misma figura se aprecia que las correas metálicas también están articuladas, ya que solo distribuyen las cargas a las que está sometida la estructura, pero no forman parte del sistema de resistencia a momento.

Es importante resaltar que las correa al momento de la ejecución o construcción va doble, sino que dentro del modelo o software estas dos no se pueden modelar.

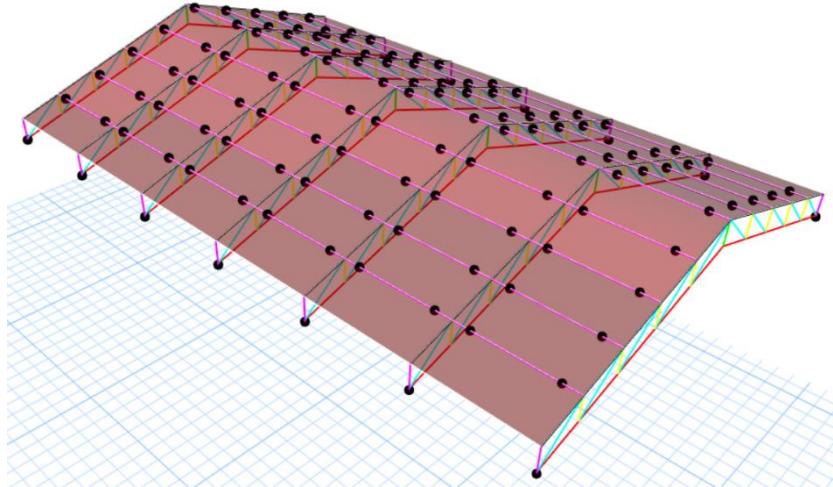
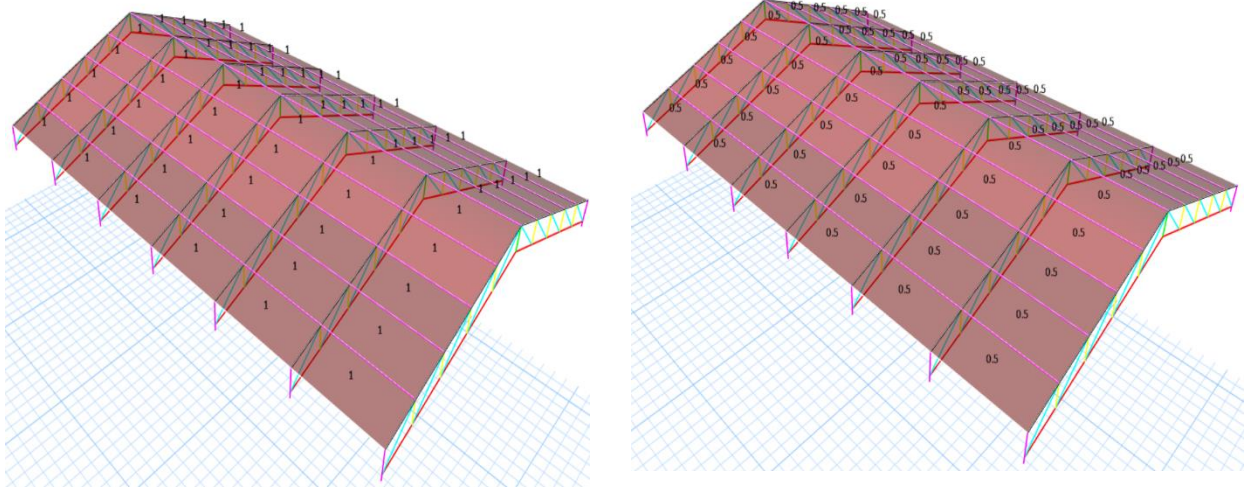


Figura. End releases asignados a elementos de cubierta.

Las cargas asignadas a la cubierta metálica son las siguientes:

Carga muerta		
Elemento	Cubierta liviana	Unidad
Redes electricas	0.25	kN/m ²
Cielo falso	0.35	
Iuminaciones		
Red contraincendio	0.2	
Teja	0.2	
TOTAL	1.00	
Carga viva		
Cubierta	0.5	kN/m ²



Es necesario recalcar, que elemento tipo Shell rosado mostrado en la Figura anterior es un slab modelado como membrana para que no aporte rigidez al sistema como se muestra en la siguiente figura y adicionalmente se despreja el peso y la masa de dicho elemento, es por esto que el peso de la teja esta como una carga sobreimpuesta.

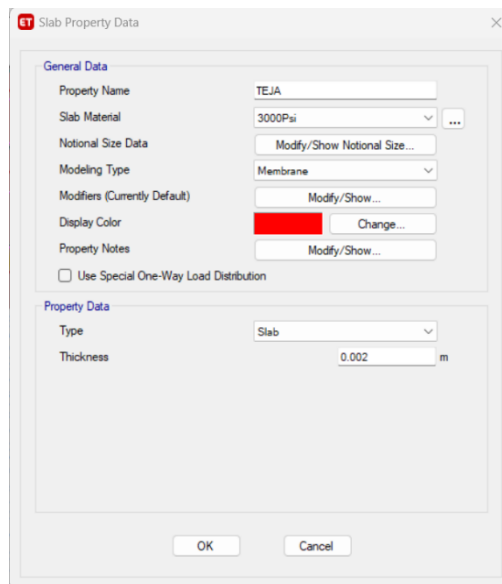


Figura. Definición de slab para teja de cubierta

En cuanto al edificio 2 se propone también una cubierta metálica a 2 aguas a diferentes inclinaciones frente a requerimiento arquitectónico, a nivel de ingeniería esto ayudará a que el costado derecho capte mayor cantidad de agua y sea dirigida hacia el costado externo de la estructura y no con la otra parte de la estructura como pasa en el lado izquierdo de la cubierta.

La cubierta del edificio 2 está conformada por pórticos resistentes a momento y correas de cubierta para transferir la carga gravitacional al sistema (Ver Figuras 11.1, 11 y 12). Las vigas del pórtico son perfiles tubulares PTE en dos direcciones. La cubierta está conformada por los siguientes perfiles:

- Parales: PTE 100x50x3mm
- Viga pórtico: PTE 120x60x3mm
- Correa: PTE 76x38x3mm

Los materiales de los perfiles son los siguientes: ASTM A500GrC para perfiles tubulares PTE.

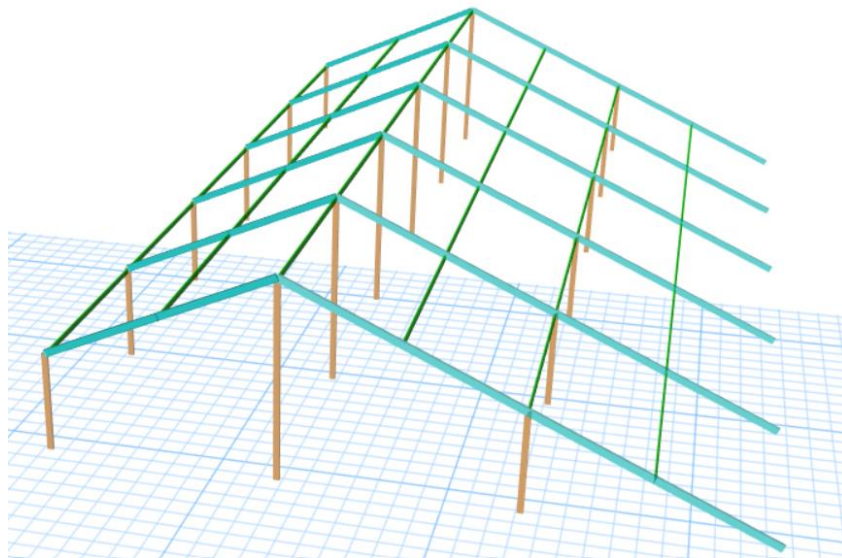


Figura 11.1 Modelación 3D – Cubierta edificio 2.

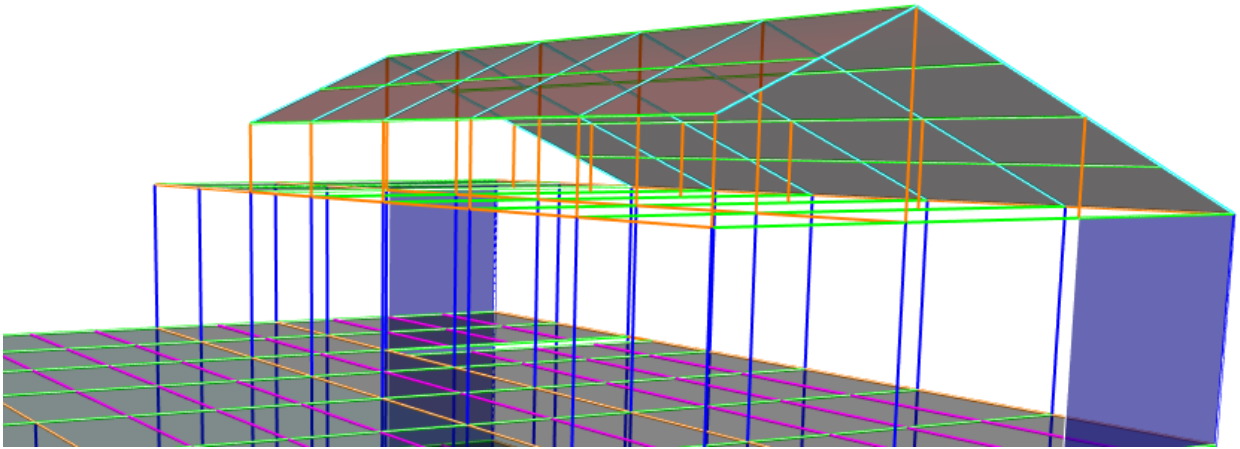


Figura 11. Vista – Modelación cubierta – Edificio 2.

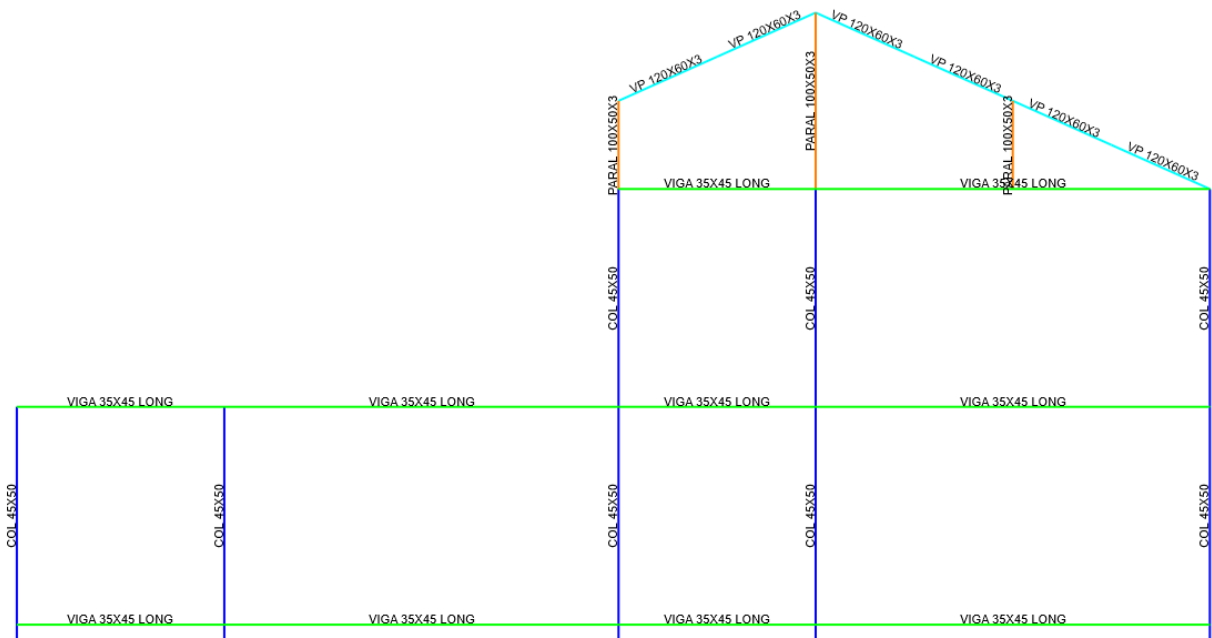


Figura 12. Vista frontal – Modelación cubierta- secciones Edificio 2.

Cabe resaltar que la cubierta está simplemente apoyada sobre la estructura de concreto, específicamente en las columnas. Por esta razón, en el modelo estructural, los parales de la cubierta están articulados (liberados a momento) en su zona inferior, como se puede observar en la siguiente figura. Además, en esta misma figura se aprecia que las correas metálicas también están articuladas, ya que solo distribuyen

las cargas a las que está sometida la estructura, pero no forman parte del sistema de resistencia a momento.

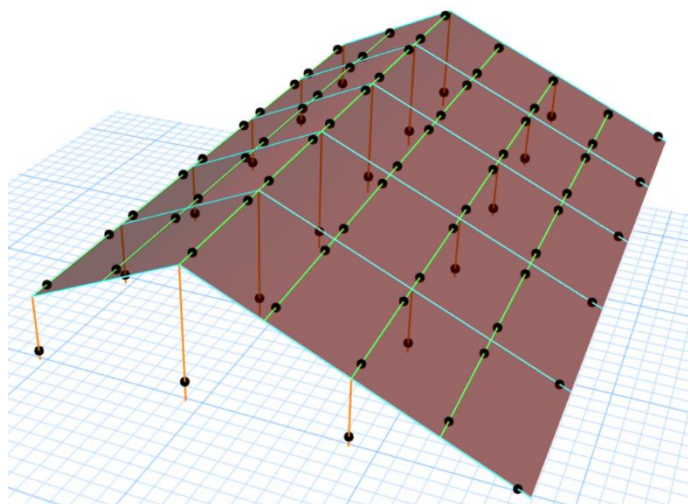
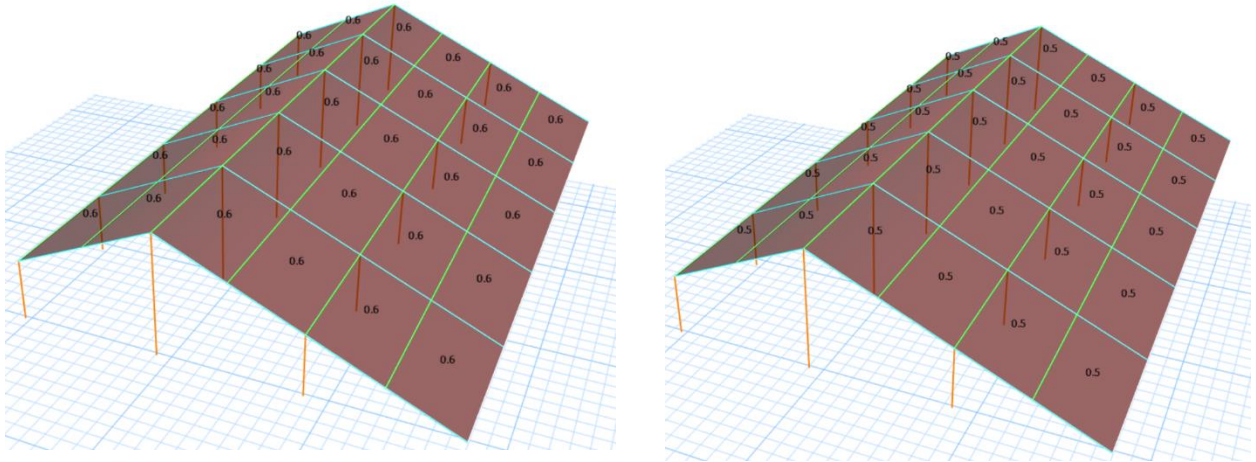


Figura. End Releases asignados a elementos de la cubierta

Las cargas asignadas a la cubierta metálica son las siguientes:

Carga muerta		
Elemento	Cubierta liviana	Unidad
Redes electricas	0.20	kN/m ²
Cielo falso	0.20	
Iuminaciones		
Red contra incendio		
Teja	0.20	
TOTAL	0.60	
Carga viva		
Cubierta	0.5	kN/m ²



Es necesario recalcar que el elemento tipo Shell rosado mostrado en la Figura anterior es un slab modelado como membrana para no aportar rigidez al sistema, como se muestra en la siguiente figura. Adicionalmente, se despreja el peso y la masa de dicho elemento, por lo que el peso de la teja se considera como una carga sobrepuesta.

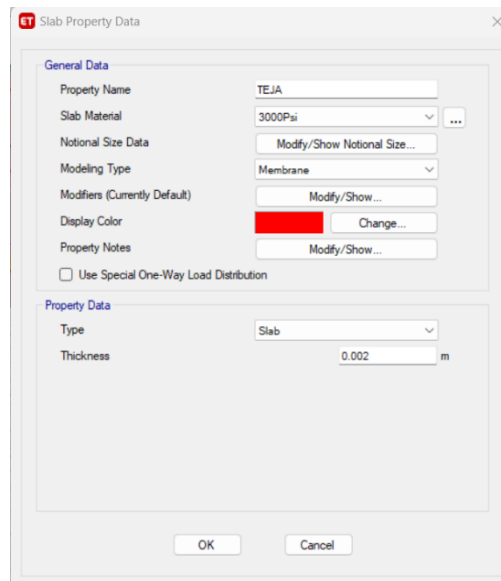


Figura. Definición de slab para teja de cubierta

Como habíamos mencionado con anticipación, el edificio 2 cuenta con 2 estructuras, la central (auditorio) y la lateral derecha (locales comerciales), la cubierta en estructura metálica corresponde a la lateral derecha. En el caso de la central, se estableció una losa de 10 cm de espesor para realizar el diseño, pues esta cubierta es en concreto y es a un agua hacia la parte de atrás del edificio, se diseñó añadiéndose una carga de 1,5 KN/m², lo cual se compone de peso por acabados, fachada e instalaciones.

Carga de sismo

Para efectos del diseño sísmico de la estructura, se debe tener en cuenta que está ubicada en la ciudad de Cali que es una zona de amenaza sísmica alta en Colombia; como requisito general de diseño se realiza el análisis sismo resistente basándose en la NSR 10 título A y en la Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali; en donde se señala el procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos en la edificación.

Coeficiente de diseño para ciudades capitales

Los factores de velocidad pico efectiva A_v y la aceleración pico efectiva A_a , se definen en función de la ubicación a partir de la Tabla A.2.3-2 de la NSR-10, mostrada parcialmente en la Tabla 10, en este caso se obtiene un valor $A_a = A_v = 0,25$

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Tabla 10. Valores de A_v y A_a para ciudades capitales.

Coeficientes de amplificación

Para la selección de los coeficientes encargados de amplificar las ordenadas del espectro en la roca a la superficie es necesario hacer uso de la “Tabla 2” de la Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali, mostrada en la Tabla 11. El proyecto para diseñar se encuentra en la Microzona 5.

Microzona	$A_a = 0.25$		$A_v = 0.25$		
	T_C	F_a	T_L	F_v	
1	0.55	0.86	3.00	0.99	
2	0.45	1.20	3.00	1.13	
3	1.05	1.36	2.00	2.98	
4a	0.75	1.20	2.00	1.88	
4b	T_C	0.70	1.04	2.50	1.52
	T_L	1.60	0.80	2.50	2.67
4c	T_C	0.45	1.60	2.00	1.50
	T_L	1.50	1.04	2.10	3.25
4d	1.20	0.99	2.00	2.48	
4e	0.95	0.91	3.00	1.81	
5	T_C	0.60	1.12	2.50	1.40
	T_L	1.35	0.83	2.50	2.34
6	1.15	1.09	2.50	2.61	

Tabla 11. Valores de F_a y F_v para microzonificación sísmica en Cali.

INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA	
DATOS	
<i>Ciudad</i>	<i>CALI</i>
<i>Zona</i>	<i>5</i>
<i>Coefficiente de Aceleracion (Aa)</i>	<i>0.25</i>
<i>Coefficiente de Velocidad (Av)</i>	<i>0.25</i>
<i>Coefficiente de Amplificación (Fv)1</i>	<i>1.4</i>
<i>Coefficiente de Amplificación (Fv)2</i>	<i>2.34</i>
<i>Coefficiente de Amplificación (Fa)1</i>	<i>1.12</i>
<i>Coefficiente de Amplificación (Fa)2</i>	<i>0.83</i>
<i>Grupo de Uso = III</i>	<i>1.25</i>

Tabla 11.2 Datos del proyecto.

Selección de coeficiente de importancia

El coeficiente de importancia se selecciona según la ocupación de la edificación, en este caso se trata de una estructura de administración municipal, dado que es un edificio de oficinas gubernamentales; por lo tanto, se define el Grupo de uso II al cual, según la Tabla A.2.5-1 de la NSR-10, mostrada en la Tabla 12, le corresponde un Coeficiente de Importancia

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 12. Coeficiente de importancia

Espectro de aceleración de diseño S_a

Para determinar el valor del espectro de aceleraciones de diseño S_a es necesario identificar el tipo de ecuación a utilizar. Usaremos:

$$T_a = C_t * h^\alpha$$

Donde

T_a : es el periodo fundamental de la estructura, en segundos (s)

h : es la altura del edificio, con un valor de 15,6m

C_t, α : parámetros según el tipo de sistema estructural de resistencia sísmica

Se considera que el edificio cuenta con pórticos de concreto reforzados resistentes a momentos que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, por lo tanto, a partir de la Tabla A.4.2-1, mostrada parcialmente en la Tabla 13, se definen:

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Tabla 13. Valores de C_t y α para cálculo de T_a .

Sin embargo, es necesario obtener el máximo periodo $T_{a \max}$, puesto que la ecuación apropiada para el cálculo de S_a se definirá con dicho valor. Para ello se requiere calcular el valor del coeficiente de agrandamiento C_u por medio de la siguiente ecuación:

$$C_u = 1.75 - 1.2 * A_v * F_v$$

Con lo anterior se obtiene para la primera combinación de $A_v=0.25$ y $F_v=1.4$ un valor $C_u = 1.3$, y para la segunda combinación de $A_v=0.25$ y $F_v=2.34$ un valor $C_u= 1.048$ pero según la norma este valor debe ser como mínimo 1.2, por lo tanto, se define $C_u =1.2$. Así, encontramos el valor $T_{a \max}$ por medio de la siguiente ecuación:

$$T_{a \max} = C_u * T_a$$

Lo que genero para la primera combinación un valor $T_{a \max} = 0.668$ y para la segunda combinación un valor $T_{a \max} = 0.5$, Adicionalmente se requieren los valores de T_0 , T_C y T_L para determinar en qué zona del espectro elástico se encuentra la estructura, a partir de las siguientes formulas y definiciones:

$$T_0 = 0.1 * A_v * F_v A_a * F_a$$

$$T_c \text{ y } T_L$$

Con lo anterior se obtiene un valor para la primera combinación de $T_0 =0.125 \text{ s}$. Los valores de $T_C = 0.6 \text{ s}$ y $T_L = 2.5 \text{ s}$, además se obtiene un valor para la segunda combinación de $T_0 =0.282 \text{ s}$. Los valores de $T_C = 1.35 \text{ s}$ y $T_L = 2.5 \text{ s}$ se obtienen de la Tabla 2 de la Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali, mostrada en la Figura 2.

Así se comprueba que el valor de $T_{a \max}$ de la primera combinación se encuentra entre los valores de T_c y T_L , y el valor de $T_{a \max}$ de la segunda combinación se encuentra entre los valores de T_0 y T_c , por lo tanto, a partir de la Figura A.2.6-1 de 6 la NSR-10, mostrada en la Figura 13, la ecuación adecuada para el cálculo de S_a es la siguiente:

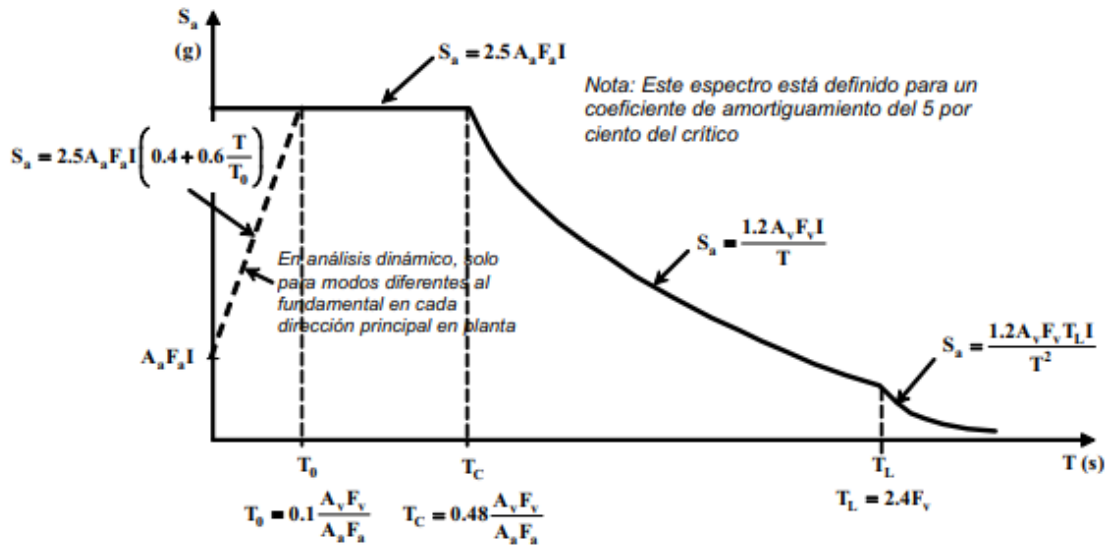


Figura 13. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g.

Para la combinación 1 se usó la fórmula de

$$S_a = 1.2 * A_v * F_v * I * T$$

y para la combinación 2 se usó la fórmula de $S_a = 2.5 * A_a * F_a * I$. así se obtuvo un valor de $S_a=0.875$ (combinación 1) y $S_a=0.648$ (combinación 2). Finalmente, en la Figura 14 se muestra el espectro elástico de aceleraciones al comparar las dos combinaciones, y la figura 14 se muestra el espectro elástico de aceleraciones correspondiente proyecto a diseñar.

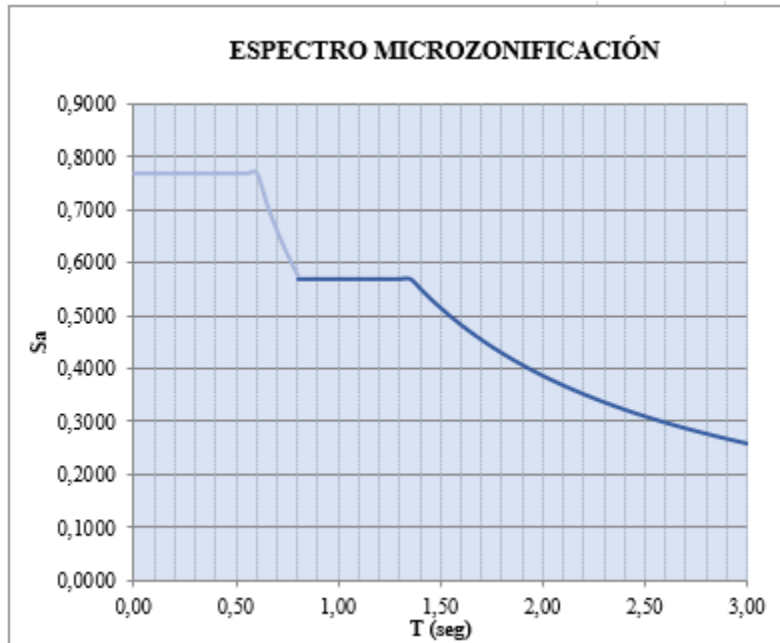


Figura 14. Espectro Microzona 5.

Generación de carga de sismo

Para el cálculo de la cortante basal se debe considerar el peso total del edificio, el cual se calcula como:

Para edificio 1:

$$W = CM + 0.25 * CV$$

Donde

CM: carga muerta total del edificio, con un valor de **3412,32kN**

CV: carga viva total del edificio, con un valor de 2079,16 **kN**

Con lo anterior se obtiene un valor de **W = 3932,11 kN** La fórmula necesaria para obtener el índice de la cortante basal se presenta a continuación

$$V = Sa * W R$$

Donde

V: cortante basal, en kilo Newtons (kN)

S_a : espectro de aceleraciones de diseño

W : peso total del edificio, en kilo Newtons (kN)

R : coeficiente de capacidad de disipación de energía, con un valor de 1

Con lo anterior, se obtiene un valor de cortante basal de $V = 3538,90$ kN, sin embargo, este valor debe ser reducido por un valor de 0.9, con el fin de dar mayor seguridad, por lo tanto, $V = 3185,012$ kN.

Para edificio 2:

$$W = CM + 0.25 * CV$$

Donde

CM : carga muerta total del edificio.

CV : carga viva total del edificio.

Con lo anterior se obtiene un valor de $W = 11251,93$ kN La fórmula necesaria para obtener el índice de la cortante basal se presenta a continuación

$$V = S_a * W R$$

Donde

V : cortante basal, en kilo Newtons (kN)

S_a : espectro de aceleraciones de diseño

W : peso total del edificio, en kilo Newtons (kN)

R : coeficiente de capacidad de disipación de energía, con un valor de 1

Con lo anterior, se obtiene un valor de cortante basal de $V = 9676,658$ kN, sin embargo, este valor debe ser reducido por un valor de 0.9, con el fin de dar mayor seguridad, por lo tanto, $V = 8708,9925$ kN.

Ajuste componentes cortante ETABS

A través del modelo encontramos los verdaderos valores de la cortante de la estructura en sus componentes X y Y, como se muestra a continuación.

Edificio 1

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
SX-9.81	LinRespSpec	Max	3024,5274	3,9439	0,0556
SY-9.81	LinRespSpec	Max	3,7559	3218,8752	0,0811

Tabla 14. Sismos x y.

Edificio 2

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
SX-9.81	LinRespSpec	Max	7324,7035	662,8151	0,0005
SY-9.81	LinRespSpec	Max	662,8151	6115,9981	0,0024

Tabla 15. Sismos x y

Debido a que los valores de las componentes de la fuerza de sismo son menores a la cortante calculada V reducida, se procede a hacer el ajuste de estas para obtener la menor diferencia, por lo que:

Edificio 1:

$$\text{Factor de corrección } X = \frac{V'b}{V_{bsx}} = \frac{3185,012}{3024,527} = 1,05$$

$$\text{Factor de corrección } Y = \frac{V'b}{V_{bsy}} = \frac{3185,012}{3218,875} = 0,989$$

Con el factor de corrección se procede a hacer el ajuste y se obtiene las componentes de la cortante en X y Y para el chequeo de derivas.

Edificio 2:

$$\text{Factor de corrección } X = \frac{V'b}{V_{bsx}} = 1,1889$$

$$\text{Factor de corrección } Y = \frac{V'b}{V_{bsy}} = 1,4$$

Con el factor de corrección se procede a hacer el ajuste y se obtiene las componentes de la cortante en X y Y para el chequeo de derivas.

EDIFICIO 1

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
DERIVAX	LinRespSpec	Max	3185,0116	4,1531	0,0586
DERIVAY	LinRespSpec	Max	3,7124	3181,5714	0,0801

Tabla 16. Sismo ajustado.

Edificio 2

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
DERIVAX	LinRespSpec	Max	8708,9925	788,0799	0,0006
DERIVAY	LinRespSpec	Max	712,7865	6577,0997	0,0026

Tabla 17. Sismo ajustado.

Como podemos evidenciar en los resultados y procedimientos realizados, en el edificio 1 los valores finales de sismo ajustado si son aproximadamente similares a la cortante basal calculada. Sin embargo, en el edificio 2 los valores no se ajustan de la misma forma, es por esto, que la colocación de pantallas nos ayudarán a mejorar a ajustar de mejor manera estos valores.

Chequeo de derivas

Con base en el procedimiento anterior donde se ajustan las cortantes en X y Y se lleva a cabo un análisis respecto al comportamiento de las columnas a través de la verificación de las derivas, las cuales deberán ser menores al 1% y se verán en el modelo como Drift.

EDIFICIO 1.

TABLE: Story Drifts												
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Direction	Drift	Drift%	Label	X	Y	Z
										m	m	m
CUBIERTA	DEAD	LinStatic				Y	0,000016	0,0016	101	3,8	3,8	12,6
CUBIERTA	LIVE	LinStatic				Y	0,000006	0,0006	161	3,8	22,8	12,6
CUBIERTA	DERIVAX	LinRespSpec	Max			X	0,00679	0,679	156	15,2	11,4	12,6
CUBIERTA	DERIVAY	LinRespSpec	Max			Y	0,004559	0,4559	161	3,8	22,8	12,6
CUBIERTA	SX-9.81	LinRespSpec	Max			X	0,006448	0,6448	156	15,2	11,4	12,6
CUBIERTA	SY-9.81	LinRespSpec	Max			Y	0,004612	0,4612	161	3,8	22,8	12,6
PISO 3	DEAD	LinStatic				Y	0,000002	0,002	102	11,4	3,8	8,4
PISO 3	LIVE	LinStatic				Y	0,000016	0,0016	102	11,4	3,8	8,4
PISO 3	DERIVAX	LinRespSpec	Max			X	0,007323	0,7323	156	15,2	11,4	8,4
PISO 3	DERIVAY	LinRespSpec	Max			Y	0,004512	0,4512	85	3,8	0	8,4
PISO 3	SX-9.81	LinRespSpec	Max			X	0,006954	0,6954	156	15,2	11,4	8,4
PISO 3	SY-9.81	LinRespSpec	Max			Y	0,004565	0,4565	85	3,8	0	8,4
PISO 2	DEAD	LinStatic				Y	0,000006	0,0006	160	15,2	26,6	4,2
PISO 2	LIVE	LinStatic				Y	0,000006	0,0006	86	11,4	0	4,2
PISO 2	DERIVAX	LinRespSpec	Max			X	0,004935	0,4935	86	11,4	0	4,2
PISO 2	DERIVAY	LinRespSpec	Max			Y	0,003593	0,3593	85	3,8	0	4,2
PISO 2	SX-9.81	LinRespSpec	Max			X	0,004686	0,4686	86	11,4	0	4,2
PISO 2	SY-9.81	LinRespSpec	Max			Y	0,003635	0,3635	85	3,8	0	4,2

Tabla 18. Story drifts.

EDIFICIO 2 SIN PANTALLAS.

TABLE: Story Drifts											
Story	Output	Cas	Case Type	Step	Typ	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
									cm	cm	cm
CUBIERT, DEAD		LinStatic				X	0,000114	56	2300	760	1260
CUBIERT, LIVE		LinStatic				X	0,000016	56	2300	760	1260
CUBIERT, DERIVAX		LinRespSpe	Max			X	0,00521	45	1160	2660	1260
CUBIERT, DERIVAY		LinRespSpe	Max			X	0,002563	45	1160	2660	1260
CUBIERT, DERIVAY		LinRespSpe	Max			Y	0,003612	61	2300	2660	1260
CUBIERT, SX-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,004382	45	1160	2660	1260
CUBIERT, SY-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,002383	45	1160	2660	1260
CUBIERT, SY-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,003359	61	2300	2660	1260
PISO 3, DEAD		LinStatic				X	0,000028	55	2300	380	840
PISO 3, LIVE		LinStatic				X	0,000012	61	2300	2660	840
PISO 3, DERIVAX		LinRespSpe	Max			X	0,007102	61	2300	2660	840
PISO 3, DERIVAY		LinRespSpe	Max			X	0,00405	54	2300	0	840
PISO 3, DERIVAY		LinRespSpe	Max			Y	0,00706	61	2300	2660	840
PISO 3, SX-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,005973	61	2300	2660	840
PISO 3, SY-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,003766	54	2300	0	840
PISO 3, SY-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,006565	61	2300	2660	840
PISO 2, DEAD		LinStatic				X	0,000022	106	0	760	420
PISO 2, LIVE		LinStatic				X	0,000007	154	0	2660	420
PISO 2, DERIVAX		LinRespSpe	Max			X	0,00573	37	400	2660	420
PISO 2, DERIVAX		LinRespSpe	Max			Y	0,000748	58	2300	1520	420
PISO 2, DERIVAY		LinRespSpe	Max			X	0,003496	30	400	0	420
PISO 2, DERIVAY		LinRespSpe	Max			Y	0,006298	57	2300	1140	420
PISO 2, SX-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,004819	37	400	2660	420
PISO 2, SX-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,000629	58	2300	1520	420
PISO 2, SY-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,003251	30	400	0	420
PISO 2, SY-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,005856	57	2300	1140	420

Tabla 19. Story drifts.

En el caso en el que las derivas no cumplan la condición se deberá proceder con un reajuste de columnas o la implementación de pantallas para aumentar la rigidez de la estructura. Lo que se procedió a hacer el ajuste con pantallas ya que varias no cumplieron con lo requerido.

En este caso, no se presentaron valores drifts mayores al 1% con base a la modelación de la estructura, mostrada en la figura 15. Esto es algo que resulta ser bueno porque quiere decir que la estructura se está comportando bien bajo sismo con base a los criterios mencionados. Sin embargo, nuestro propósito como ingenieros en brindar la mayor seguridad posible, por lo que, al correr el programa evidenciamos un desplazamiento de la estructura en sentido del eje X (como se muestra en la figura 16) que consideramos que podría ser ajustada para tener mayor seguridad, aunque esta se encuentre cumpliendo con los criterios de la norma. La mejor manera para moderar estos desplazamientos en este sentido era plantear dos pantallas sobre tal eje.

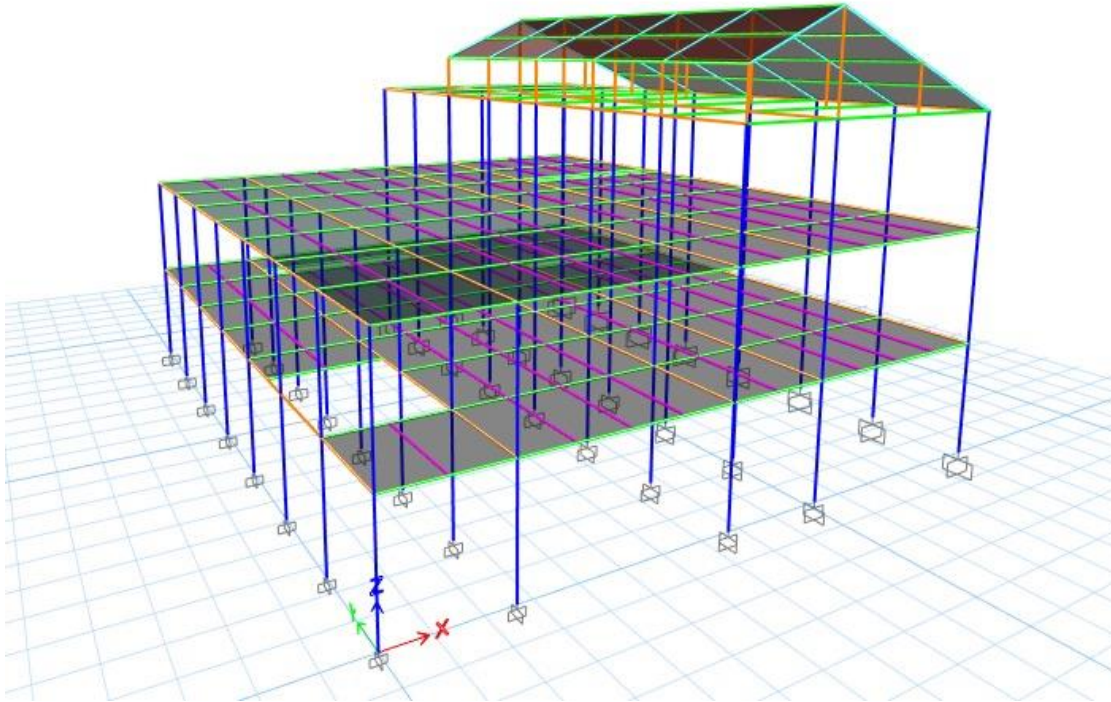


Figura 15. Modelación estructura sin pantallas.

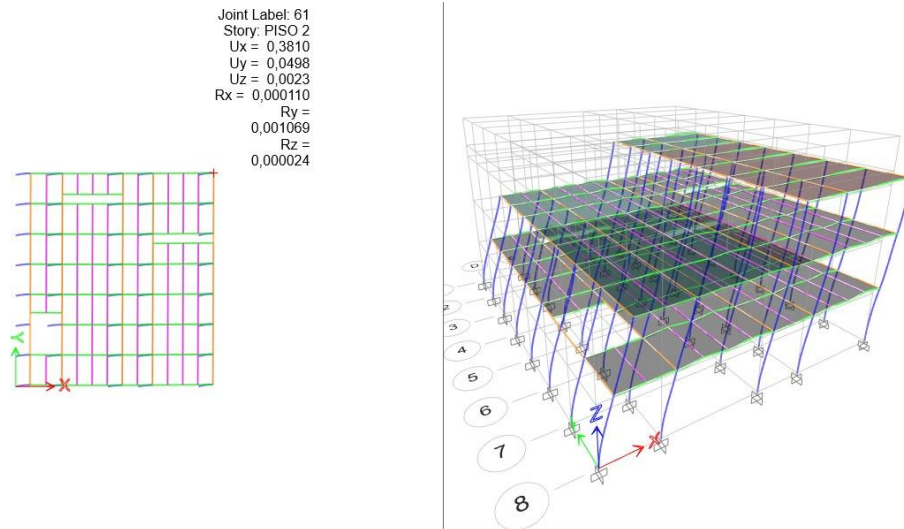


Figura 16. Desplazamiento estructura – sentido X.

Ajuste de cargas de sismo con pantallas

Con base a lo mostrado en el anterior item, podemos evidenciar el desplazamiento que se está dando en la estructura (figura 16) y que queremos moderar colocando pantallas tal y como se muestra en la figura 17:

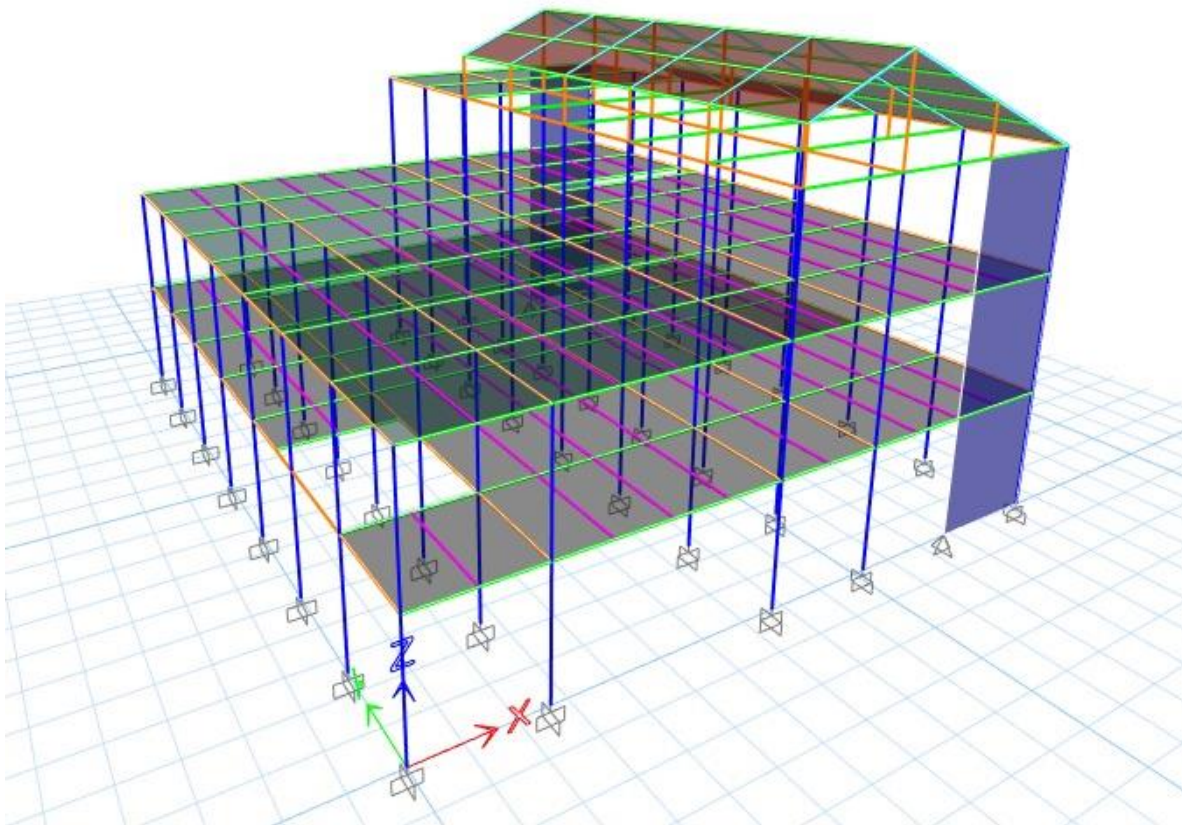


Figura 17. Modelación estructura con pantallas.

Al colocar estas pantallas, podemos ver como mejora el desplazamiento de nuestra estructura figura 18:

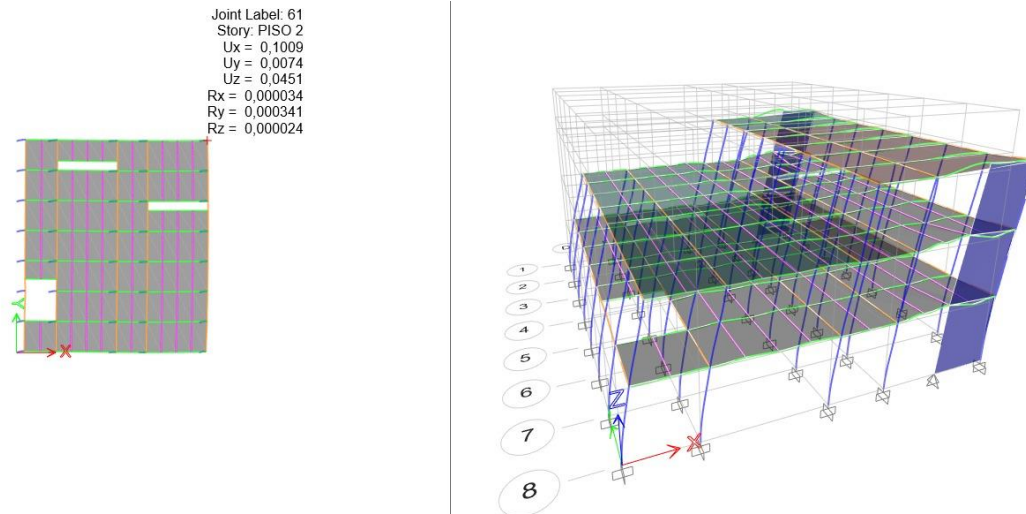


Figura 18. Desplazamiento mejorado – Edificio 2.

Se muestra el desplazamiento de un nodo (No.61) tanto antes de tener pantallas y después de las pantallas (figuras 16 y 18) de tal manera que se evidencia como se reducen los desplazamientos.

Peso del edificio con pantallas

Ahora que se incluyeron las pantallas en edificio 2, esto generará un peso adicional a la estructura el cual también deberá tenerse en cuenta para los próximos cálculos, es decir, el nuevo peso total de la estructura será mayor.

Al colocar las dos pantallas con tal y como se muestra en la figura 17, desde la base de la estructura hasta la cubierta, con un espesor de 15 cm y una longitud de 3.8 m, el peso de nuestra estructura va a cambiar al igual que el comportamiento sísmico y torsional de la misma.

Chequeo de cargas verticales

Se calcula las cargas muertas y vivas del edificio las cuales representan las cargas verticales de cada uno de los edificios, comparándolos con los resultados de ETABS tal y como se muestra en las siguientes tablas:

EDIFICIO 1 - PARROQUIA			
TIPO DE CARGA	CALCULADO (KN)	ETABS (KN)	ERROR %
Muerta (D)	3412,34	3323,7373	2,665
Viva (L)	975	951	2,523

Tabla 20. Peso del edificio 1.

EDIFICIO 2 - AUDITORIO - LOCALES			
TIPO DE CARGA	CALCULADO (KN)	ETABS (KN)	ERROR %
Muerta (D)	8933,58	9134,6053	2,2
Viva (L)	3395	3331,1	1,918

Tabla 21. Peso del edificio con pantalla.

El porcentaje de error debe de ser menor a 5% y cómo podemos observar en las tablas, las cargas verticales de cada uno de los edificios cumplen satisfactoriamente con esta condición.

Cargas de sismo

Para esta parte, solo tomaremos en cuenta el edificio 2, pues es el edificio a quien se le adicionaron pantallas para mejorar el comportamiento sísmico de su estructura, arrojando los nuevos Sismo en X y en Y como se muestra en la siguiente tabla:

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
SX-9.81	LinRespSpec	Max	6935,6177	143,452	0,0198
SY-9.81	LinRespSpec	Max	143,452	7668,1634	0,0012

Tabla 22. Sismos

Con base a la anterior tabla, se realiza un nuevo ajuste con un factor de corrección arrojado por las siguientes ecuaciones: (Recordemos que el peso de la estructura aumentó)

$$\text{Factor de corrección } X = \frac{V'b}{V_{bsx}} = 1,18$$

$$\text{Factor de corrección } Y = \frac{V'b}{V_{bsy}} = 1,075$$

Posteriormente se realiza el ajuste con base al factor de corrección calculado, arrojando los siguientes resultados:

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
DERIVAX	LinRespSpec	Max	8246,3737	170,5629	0,0235
DERIVAY	LinRespSpec	Max	154,2673	8246,2869	0,0012

Tabla 23. Sismo ajustado

Chequeo derivas

Una vez diseñado las pantallas y haberlas ubicado en puntos específicos, se vuelve y se verifica que cumpla con la condición de el 1% de derivas. En la siguiente Tabla 24 se puede corroborar que efectivamente esta condición se cumple, concluyendo que el uso de pantallas si mejora el comportamiento de la estructura reduciendo así las derivas de esta. Se observa también que la estructura no presenta torsión, esto es porque se buscó que las posiciones de las pantallas evitaran este efecto en la estructura. (Esto es para el edificio 2, verificar que con el nuevo ajuste y con la colocación de las pantallas, siga cumpliendo con esta condición).

TABLE: Story Drifts												
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Direction	Drift	Drift/	Label	X	Y	Z
										m	m	m
CUBIERTA DEAD		LinStatic				X	0,0001		57	23	11,4	12,6
CUBIERTA DEAD		LinStatic				Y	2,7E-05		61	23	26,6	12,6
CUBIERTA LIVE		LinStatic				X	1,5E-05		57	23	11,4	12,6
CUBIERTA DERIVAX		LinRespSpe	Max			X	0,00287		42	11,6	15,2	12,6
CUBIERTA DERIVAX		LinRespSpe	Max			Y	0,00048		61	23	26,6	12,6
CUBIERTA DERIVAY		LinRespSpe	Max			X	0,00058		61	23	26,6	12,6
CUBIERTA DERIVAY		LinRespSpe	Max			Y	0,00346		61	23	26,6	12,6
CUBIERTA SX-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,00242		42	11,6	15,2	12,6
CUBIERTA SX-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,00041		61	23	26,6	12,6
CUBIERTA SY-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,00054		61	23	26,6	12,6
CUBIERTA SY-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,00322		61	23	26,6	12,6
PISO 3 DEAD		LinStatic				X	4,4E-05		54	23	0	8,4
PISO 3 LIVE		LinStatic				X	1,1E-05		60	23	22,8	8,4
PISO 3 DERIVAX		LinRespSpe	Max			X	0,00271		45	11,6	26,6	8,4
PISO 3 DERIVAY		LinRespSpe	Max			Y	0,0061		58	23	15,2	8,4
PISO 3 SX-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,00228		45	11,6	26,6	8,4
PISO 3 SY-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,00567		58	23	15,2	8,4
PISO 2 DEAD		LinStatic				X	2,9E-05		106	0	7,6	4,2
PISO 2 LIVE		LinStatic				X	7E-06		106	0	7,6	4,2
PISO 2 DERIVAX		LinRespSpe	Max			X	0,00174		154	0	26,6	4,2
PISO 2 DERIVAX		LinRespSpe	Max			Y	0,00028		23	0	0	4,2
PISO 2 DERIVAY		LinRespSpe	Max			Y	0,00553		57	23	11,4	4,2
PISO 2 SX-9.81		LinRespSpe	Max			X	0,00146		154	0	26,6	4,2
PISO 2 SX-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,00024		23	0	0	4,2
PISO 2 SY-9.81		LinRespSpe	Max			Y	0,00514		57	23	11,4	4,2

Tabla 24. Derivas.

Análisis modal

Para el análisis modal se consideraron distintas vibraciones en la estructura, estos modos los cuales se analizaron tienen un periodo distinto y porcentaje el cual se asocia con la cortante basal, esta suma de porcentajes debe de ser mayor al 90% de la masa total de la estructura, en la siguiente Tabla 18 se muestra la partición modal.

EDIFICIO 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,476	9,801E-06	0,8642	0	9,801E-06	0,8642	0	0,1953	2,015E-05	0,0119	0,1953	2,02E-05	0,0119
Modal	2	0,293	0,7715	0,0002	0	0,7716	0,8644	0	0,0001	0,301	0,0074	0,1954	0,301	0,0194
Modal	3	0,241	0,0078	0,0193	0	0,7794	0,8837	0	0,0313	0,0003	0,7575	0,2266	0,3013	0,7769
Modal	4	0,17	0,0001	0,0848	0	0,7795	0,9685	0	0,6851	3,536E-05	0,0137	0,9118	0,3014	0,7906
Modal	5	0,121	0,0934	0,0001	0	0,8729	0,9685	0	0,0001	0,2561	0,0018	0,9119	0,5575	0,7923
Modal	6	0,117	0,0001	0,0312	0	0,873	0,9997	0	0,086	0,0003	0,0004	0,9979	0,5578	0,7927
Modal	7	0,101	0,0128	0,0001	0	0,8858	0,9997	0	8,108E-06	0,048	0,0076	0,9979	0,6057	0,8003
Modal	8	0,087	0,0696	0,0001	0	0,9554	0,9998	0	0,0002	0,2498	0,0856	0,9981	0,8555	0,886
Modal	9	0,079	0,0312	0,0001	0	0,9866	0,9999	0	0,0004	0,109	0,0813	0,9985	0,9645	0,9673
Modal	10	0,07	0,0007	9,412E-07	0	0,9873	0,9999	0	1,105E-05	0,0006	0,0007	0,9985	0,9651	0,968
Modal	11	0,066	0	0,0001	0	0,9873	1	0	0,0012	0,0004	0,018	0,9997	0,9654	0,986
Modal	12	0,053	0,0001	2,263E-06	0	0,9874	1	0	0,0001	0,0011	0,0001	0,9998	0,9665	0,9861
Modal	13	0,049	0,0001	0	0	0,9875	1	0	7,351E-07	0,0002	0,0001	0,9998	0,9667	0,9862
Modal	14	0,048	4,101E-05	0	0	0,9875	1	0	3,664E-05	0,0016	0,0002	0,9999	0,9683	0,9864
Modal	15	0,044	3,081E-06	0	0	0,9875	1	0	4,845E-06	2,247E-06	2,176E-06	0,9999	0,9683	0,9865
Modal	16	0,042	0,0003	0	0	0,9878	1	0	3,624E-06	0,0003	1,611E-05	0,9999	0,9686	0,9865
Modal	17	0,041	0,0011	0	0	0,9889	1	0	1,886E-06	0,0024	0,0001	0,9999	0,971	0,9866
Modal	18	0,04	0,0003	7,942E-07	0	0,9892	1	0	0	0,0008	0,0009	0,9999	0,9718	0,9874
Modal	19	0,036	5,619E-06	0	0	0,9892	1	0	3,173E-06	0,0001	0,0001	0,9999	0,9719	0,9875
Modal	20	0,033	0,0001	2,344E-06	0	0,9893	1	0	6,894E-06	0,0002	0,0028	0,9999	0,9721	0,9903
Modal	21	0,029	2,822E-06	9,617E-07	0	0,9893	1	0	2,864E-05	7,016E-06	3,223E-05	0,9999	0,9721	0,9903
Modal	22	0,027	0,0000447	0	0	0,9893	1	0	9,824E-07	0,0003	0,0003	0,9999	0,9724	0,9906
Modal	23	0,025	1,851E-05	0	0	0,9893	1	0	0	2,886E-06	4,021E-05	0,9999	0,9724	0,9906
Modal	24	0,021	2,359E-05	0	0	0,9894	1	0	0	0,0001	2,946E-05	0,9999	0,9725	0,9907
Modal	25	0,019	0,0004	0	0	0,9897	1	0	0	0,001	0,0002	0,9999	0,9735	0,9909
Modal	26	0,016	0,0001	0	0	0,9898	1	0	0	0,0001	4,131E-06	0,9999	0,9737	0,9909
Modal	27	0,012	0,0003	0	0	0,9901	1	0	0	0,0008	0	0,9999	0,9744	0,9909
Modal	28	0,009	9,027E-07	0	0	0,9901	1	0	0	8,612E-07	8,664E-06	0,9999	0,9744	0,9909
Modal	29	0,005	2,158E-06	0	0	0,9901	1	0	0	3,507E-06	1,285E-06	0,9999	0,9744	0,9909
Modal	30	7,108E-06	2,314E-05	0	0	0,9901	1	0	0	0,0001	5,545E-06	0,9999	0,9745	0,9909

Tabla 25. Análisis modal.

EDIFICIO 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,476	9,801E-06	0,8642	0	9,801E-06	0,8642	0	0,1953	2,015E-05	0,0119	0,1953	2,02E-05	0,0119
Modal	2	0,293	0,7715	0,0002	0	0,7716	0,8644	0	0,0001	0,301	0,0074	0,1954	0,301	0,0194
Modal	3	0,241	0,0078	0,0193	0	0,7794	0,8837	0	0,0313	0,0003	0,7575	0,2266	0,3013	0,7769
Modal	4	0,17	0,0001	0,0848	0	0,7795	0,9685	0	0,6851	3,536E-05	0,0137	0,9118	0,3014	0,7906
Modal	5	0,121	0,0934	0,0001	0	0,8729	0,9685	0	0,0001	0,2561	0,0018	0,9119	0,5575	0,7923
Modal	6	0,117	0,0001	0,0312	0	0,873	0,9997	0	0,086	0,0003	0,0004	0,9979	0,5578	0,7927
Modal	7	0,101	0,0128	0,0001	0	0,8858	0,9997	0	8,108E-06	0,048	0,0076	0,9979	0,6057	0,8003
Modal	8	0,087	0,0696	0,0001	0	0,9554	0,9998	0	0,0002	0,2498	0,0856	0,9981	0,8555	0,886
Modal	9	0,079	0,0312	0,0001	0	0,9866	0,9999	0	0,0004	0,109	0,0813	0,9985	0,9645	0,9673
Modal	10	0,07	0,0007	9,412E-07	0	0,9873	0,9999	0	1,105E-05	0,0006	0,0007	0,9985	0,9651	0,968
Modal	11	0,066	0	0,0001	0	0,9873	1	0	0,0012	0,0004	0,018	0,9997	0,9654	0,986
Modal	12	0,053	0,0001	2,263E-06	0	0,9874	1	0	0,0001	0,0011	0,0001	0,9998	0,9665	0,9861
Modal	13	0,049	0,0001	0	0	0,9875	1	0	7,351E-07	0,0002	0,0001	0,9998	0,9667	0,9862
Modal	14	0,048	4,101E-05	0	0	0,9875	1	0	3,664E-05	0,0016	0,0002	0,9999	0,9683	0,9864
Modal	15	0,044	3,081E-06	0	0	0,9875	1	0	4,845E-06	2,247E-06	2,176E-06	0,9999	0,9683	0,9865
Modal	16	0,042	0,0003	0	0	0,9878	1	0	3,624E-06	0,0003	1,611E-05	0,9999	0,9686	0,9865
Modal	17	0,041	0,0011	0	0	0,9889	1	0	1,886E-06	0,0024	0,0001	0,9999	0,971	0,9866
Modal	18	0,04	0,0003	7,942E-07	0	0,9892	1	0	0	0,0008	0,0009	0,9999	0,9718	0,9874
Modal	19	0,036	5,619E-06	0	0	0,9892	1	0	3,173E-06	0,0001	0,0001	0,9999	0,9719	0,9875
Modal	20	0,033	0,0001	2,344E-06	0	0,9893	1	0	6,894E-06	0,0002	0,0028	0,9999	0,9721	0,9903
Modal	21	0,029	2,822E-06	9,617E-07	0	0,9893	1	0	2,864E-05	7,016E-06	3,223E-05	0,9999	0,9721	0,9903
Modal	22	0,027	0,0000447	0	0	0,9893	1	0	9,824E-07	0,0003	0,0003	0,9999	0,9724	0,9906
Modal	23	0,025	1,851E-05	0	0	0,9893	1	0	2,886E-06	4,021E-05	0,9999	0,9724	0,9906	
Modal	24	0,021	2,359E-05	0	0	0,9894	1	0	0	0,0001	2,946E-05	0,9999	0,9725	0,9907
Modal	25	0,019	0,0004	0	0	0,9897	1	0	0	0,001	0,0002	0,9999	0,9735	0,9909
Modal	26	0,016	0,0001	0	0	0,9898	1	0	0	0,0001	4,131E-06	0,9999	0,9737	0,9909
Modal	27	0,012	0,0003	0	0	0,9901	1	0	0	0,0008	0	0,9999	0,9744	0,9909
Modal	28	0,009	9,027E-07	0	0	0,9901	1	0	0	8,612E-07	8,664E-06	0,9999	0,9744	0,9909
Modal	29	0,005	2,158E-06	0	0	0,9901	1	0	0	3,507E-06	1,285E-06	0,9999	0,9744	0,9909
Modal	30	7,108E-06	2,314E-05	0	0	0,9901	1	0	0	0,0001	5,545E-06	0,9999	0,9745	0,9909

Tabla 26. Análisis modal.

Como podemos observar en los resultados, esta condición cumple satisfactoriamente para cada uno de los edificios modelados.

Irregularidades

Es necesario determinar el tipo de irregularidades a las cuales se ve sometida la estructura, puesto que estas afectan el valor de disipación de energía R , el cual representa el impacto del sismo en la estructura. Esta determinación parte de un coeficiente de disipación de energía básica R_0 seleccionado a partir de la Tabla A.3-2 de la NSR10 con base en el sistema estructural, el cual es combinado con Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía y pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía, la cual se muestra parcialmente en la Tabla 27.

Tabla A.3-2
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Limite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Limite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Limite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Limite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin limite	si	Sin limite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin limite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m

Tabla 27. Valor de R_0 según el proyecto.

El coeficiente de disipación de energía se calcula por medio de la siguiente formula:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0$$

Donde:

ϕ_a : Factor de reducción por alturas irregulares.

ϕ_p : Factor de reducción por plantas irregulares.

ϕ_r : Factor de reducción por redundancia.

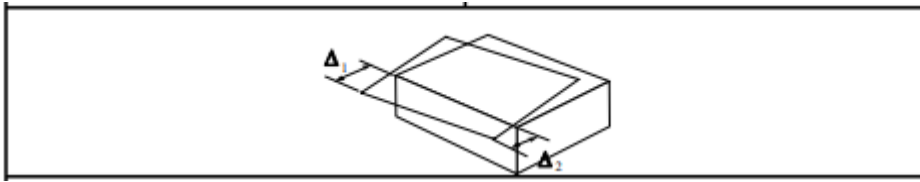
R_0 : Coeficiente de capacidad de energía básico, con un valor de 7

Con el objetivo de ajustar el coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) de acuerdo con el comportamiento de la estructura se procede a realizar la verificación de 3 irregularidades en planta y en altura. La presencia de irregularidades en la estructura reduce el valor del coeficiente R aumentando la fuerza de sismo, por lo tanto, los momentos actuantes en la estructura aumentaran.

Irregularidades en planta

Irregularidad torsional 1P

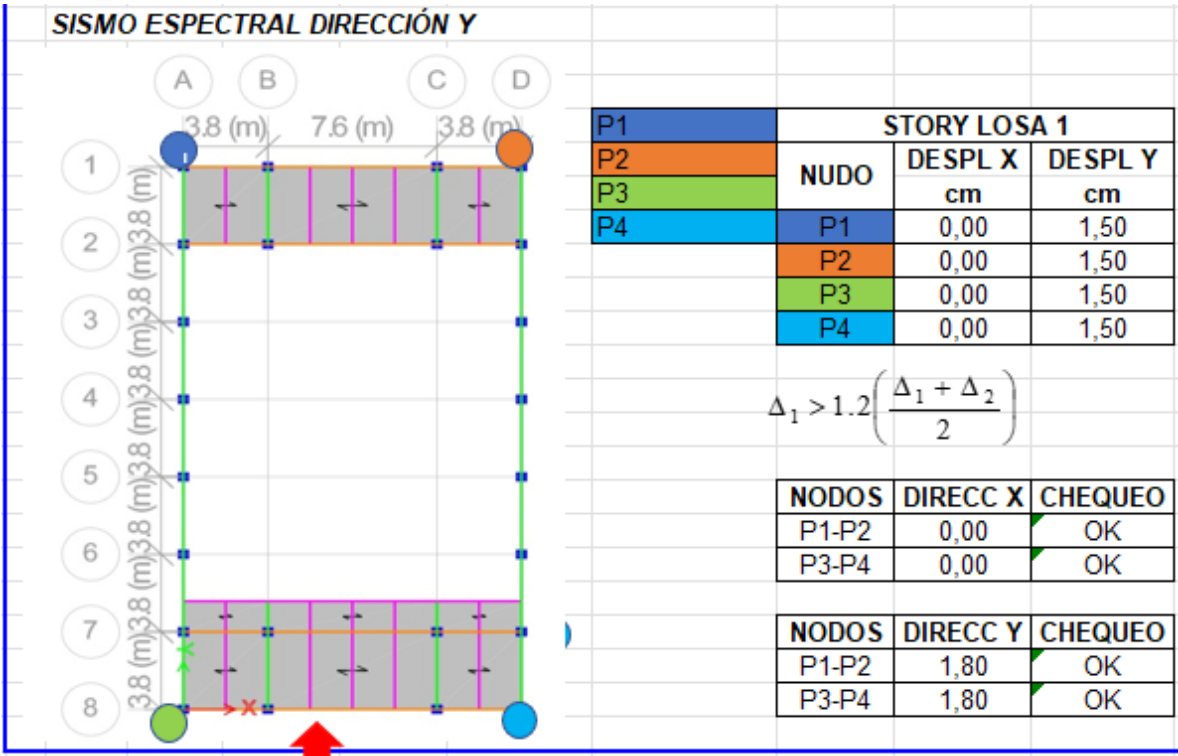
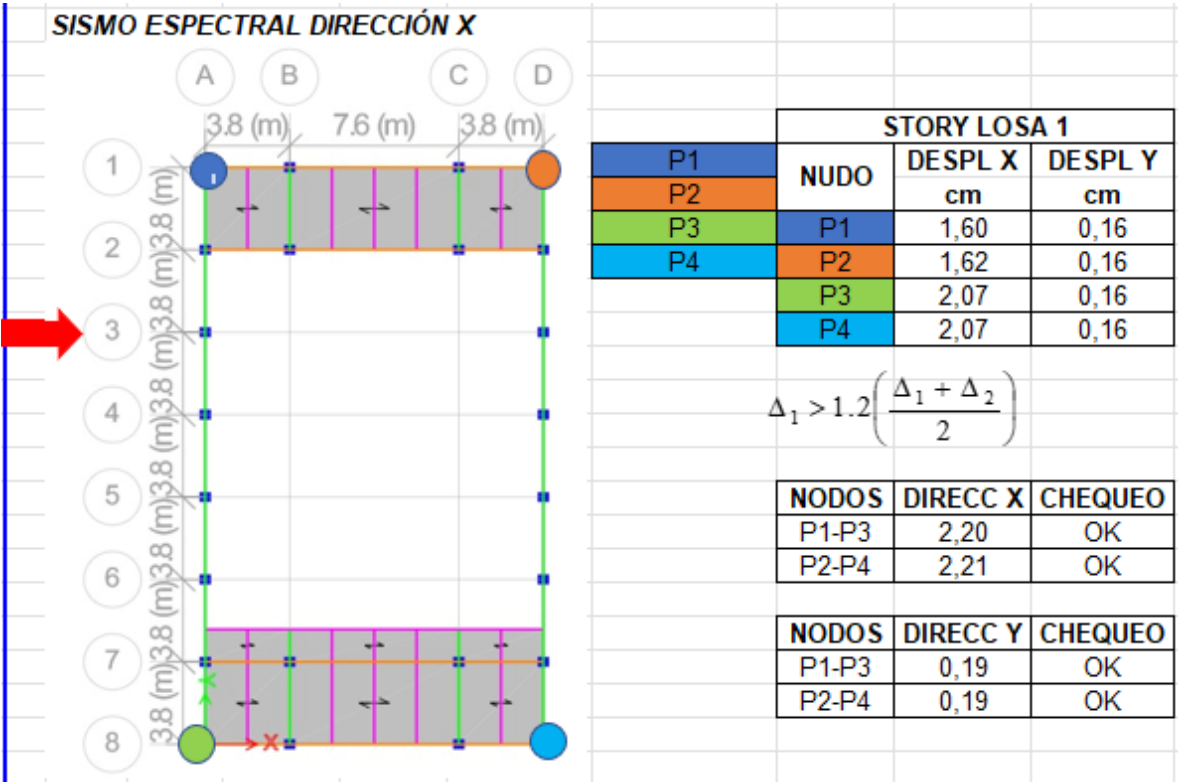
La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.



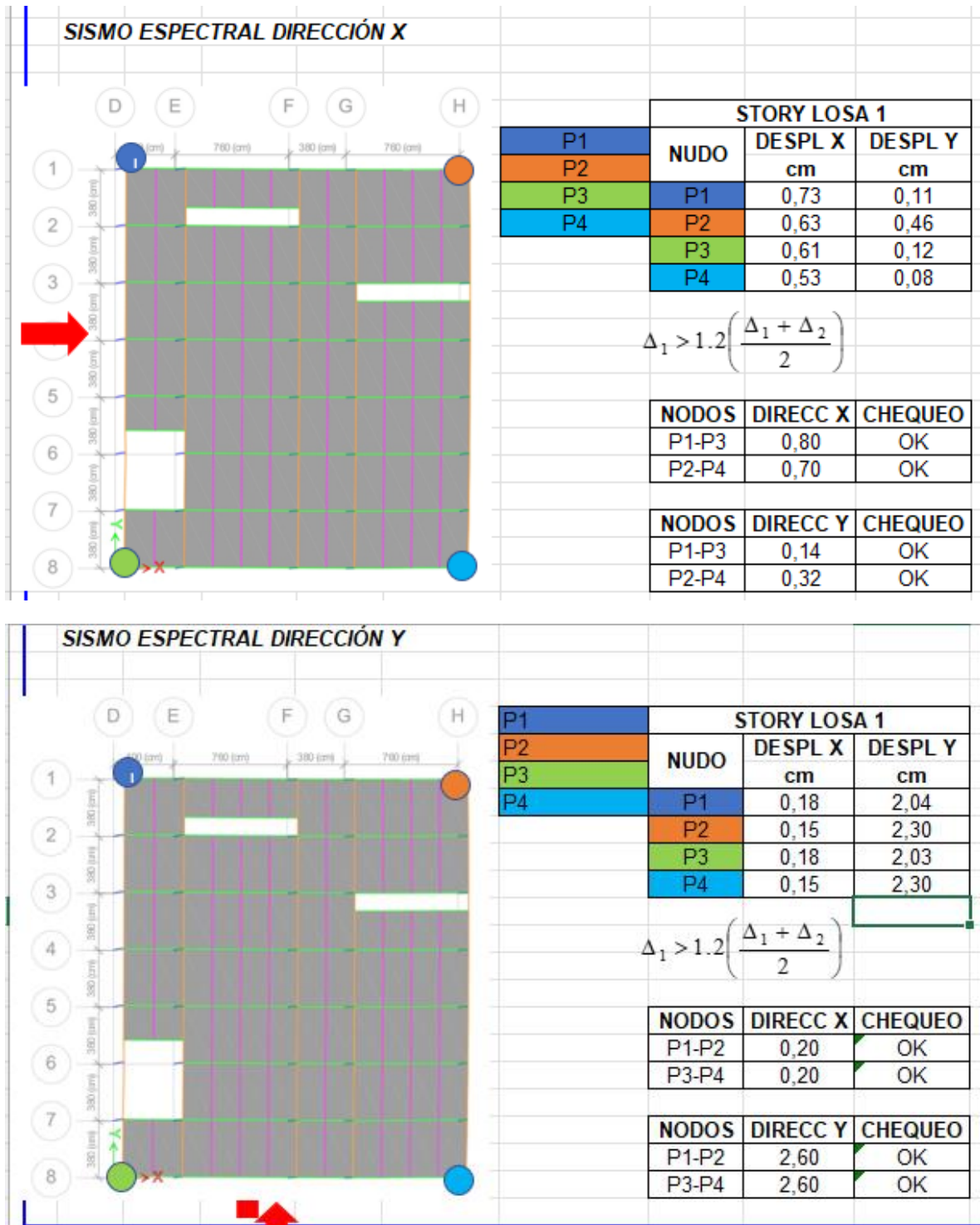
Irregularidad Tipo 1bP

La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

EDIFICIO 1



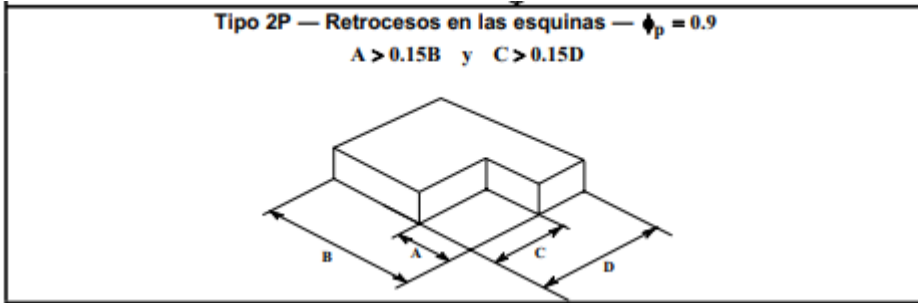
EDIFICIO 2



Como podemos evidenciar en las figuras anteriores, ninguno de los dos edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidad por retrocesos en las esquinas 2P

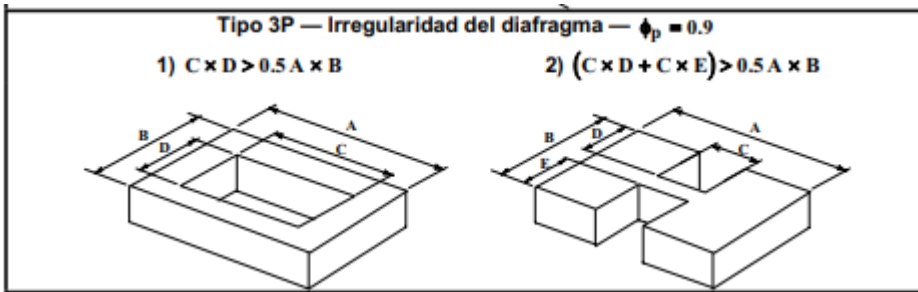
La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.



Ninguno de los dos edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidad del diafragma 3P

Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.



Para verificar esta irregularidad, se calcularon el % de vacíos por piso para saber si supera el 50% del área total del piso. (Tabla 28)

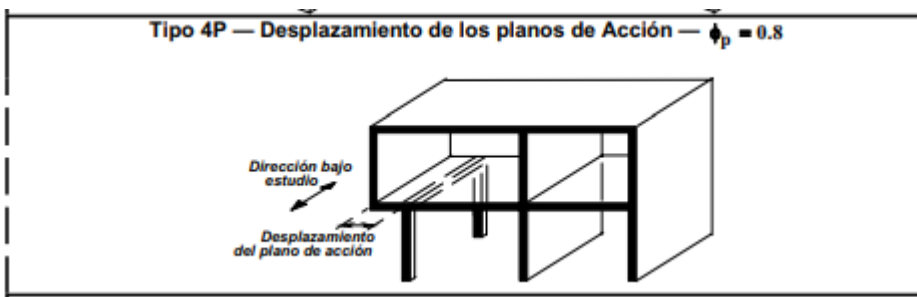
Story	Area de piso (m2)	Area de Vacios (m2)	%Vacios
Piso 2	611,8	33,6	5%
Piso 3	611,8	7,6	1,25%
Cubierta	611,8	0%	0%

Tabla 28. Porcentaje de vacíos

Podemos evidenciar que el edificio 2 no cumple con esta irregularidad. Al observar la modelación del edificio 1, también podemos afirmar que tampoco cumple con esta irregularidad.

Irregularidad por desplazamiento de planos de acción 4P

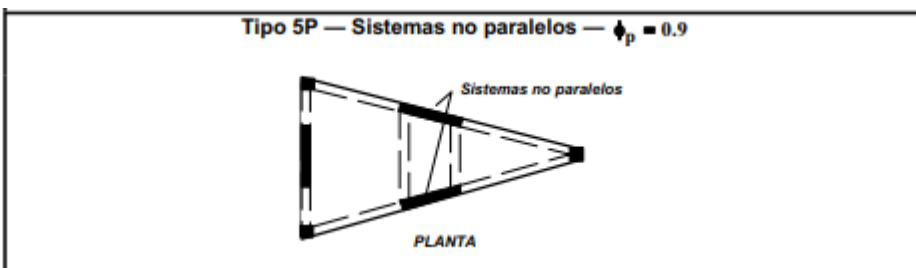
La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los atillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.



Ninguno de los dos edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidad de sistemas no paralelos 5P

Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.



Ninguno de los dos edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidades en altura

Irregularidad por rigidez o Piso flexible 1aA

Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	

EDIFICIO 1

TABLE: Story Drifts							
Story	Output Case	Case Typ	Step Ty	Direction	Drift	Drifts %	
CUBIERTA	DERIVAX	LinRespSpec	Max	X	0,00679	0,68%	
CUBIERTA	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Y	0,004559	0,46%	
PISO 3	DERIVAX	LinRespSpec	Max	X	0,007323	0,73%	
PISO 3	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Y	0,004512	0,45%	
PISO 2	DERIVAX	LinRespSpec	Max	X	0,004935	0,49%	
PISO 2	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Y	0,003593	0,36%	

Tabla 29. Story drifts.

TABLE: Story Forces								
Story	Output Case	Case Typ	Step Type	Location	P	VX	VY	
CUBIERTA	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Top	0,0161	1540,4196	2,8512	
CUBIERTA	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Top	0,022	6,5798	1414,6718	
PISO 3	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Top	0,0345	2549,2444	5,4632	
PISO 3	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Top	0,0471	4,8841	2486,207	
PISO 2	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Top	0,0586	3185,0116	4,1531	
PISO 2	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Top	0,0801	3,7124	3181,5714	

Tabla 30. Story forces.

DIRECCIÓN X					
Nivel	Rigidez en X (kN/m)	Cambio piso sup	Cambio 3 pisos	Chequeo Piso sup	Chequeo 3 pisos
		-	-	-	-
Cubierta	197965,06		-	Rígido	-
Piso 3	289677,35	1,46	-	Rígido	-
Piso 2	356920,95	1,23	1,80	Rígido	Rígido

Tabla 31. Chequeo rigidez, dirección X.

DIRECCIÓN Y					
Nivel	Rigidez en Y (kN/m)	Cambio piso sup	Cambio 3 pisos	Chequeo Piso sup	Chequeo 3 pisos
		-	-	-	-
Cubierta	145795,36		-		-
Piso 3	273932,88	1,88	-	Rígido	-
Piso 2	697076,28	2,54	4,78	Rígido	Rígido

Tabla 32. Chequeo rigidez, dirección Y.

EDIFICIO 2

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Step Ty	Directi	Drift	Drift%
CUBIERTA	DERIVAX	LinRespSpec	Max	X	0.002871	
CUBIERTA	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Y	0.000484	0.291%
CUBIERTA	DERIVAY	LinRespSpec	Max	X	0.000584	
CUBIERTA	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Y	0.003459	0.351%
PISO 3	DERIVAX	LinRespSpec	Max	X	0.002711	0.271%
PISO 3	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Y	0.006102	0.610%
PISO 2	DERIVAX	LinRespSpec	Max	X	0.001737	
PISO 2	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Y	0.000279	0.176%
PISO 2	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Y	0.005526	0.553%

Tabla 33. Story drift – derivas.

TABLE: Story Forces							
Story	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Locati	P	VX	VY
CUBIERTA	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Top	0.0031	2233.5426	69.228
CUBIERTA	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Top	0.0002	39.0724	1881.8533
PISO 3	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Top	0.0129	6364.5035	67.8652
PISO 3	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Top	0.0007	115.924	6009.3345
PISO 2	DERIVAX	LinRespSpec	Max	Top	0.0235	8246.3737	170.5629
PISO 2	DERIVAY	LinRespSpec	Max	Top	0.0012	154.2673	8246.2869

Tabla 34. Story Forces.

DIRECCIÓN X					
Nivel	Rigidez en X (kN/m)	Cambio piso sup	Cambio 3 pisos	Chequeo Piso sup	Chequeo 3 pisos
		-	-	-	-
Cubierta	287040,88		-	Rígido	-
Piso 3	723215,27	2,52	-	Rígido	-
Piso 2	924110,77	1,28	3,22	Rígido	Rígido

Tabla 35. Chequeo de rigidez, dirección x.

DIRECCIÓN Y					
Nivel	Rigidez en Y (kN/m)	Cambio piso sup	Cambio 3 pisos	Chequeo Piso sup	Chequeo 3 pisos
		-	-	-	-
Cubierta	193942,85		-	-	-
Piso 3	662114,75	3,41	-	Rígido	-
Piso 2	1806745,89	2,73	9,32	Rígido	Rígido

Tabla 36. Chequeo de rigidez, dirección Y.

Como se pudo evidenciar en los chequeos de rigidez en las anteriores figuras, ninguno de los edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidad por distribución de masa 2^a

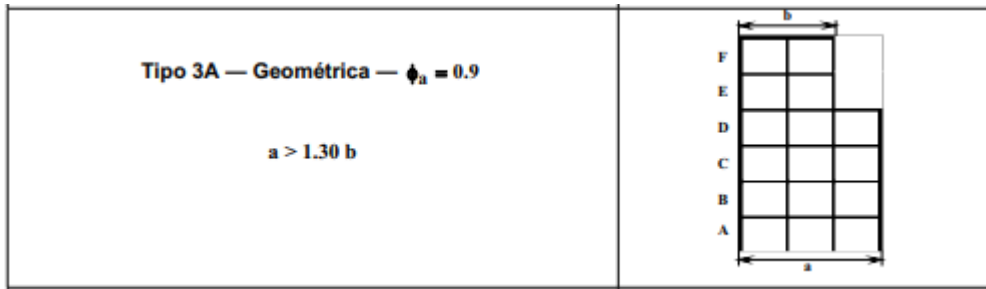
Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.

<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
---	--

Ninguno de los edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidad geométrica 3ª

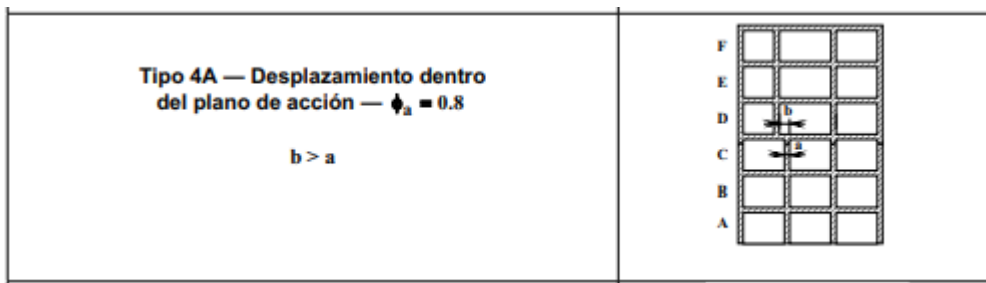
Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.



En cuanto a esta irregularidad, si cumple en el edificio 2, por lo que se castiga el R por este tipo de irregularidad en altura.

Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción 4ª

La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.



Ninguno de los dos edificios cumple con esta irregularidad.

Irregularidad por piso débil extremo 5

Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$</p> <p>$0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$</p> <p>$\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Ninguno de los dos edificios cumple con esta irregularidad.

Calculo de coeficiente de disipación de energía R

Una vez se realizaron los chequeos de irregularidades y se determinaron los coeficientes de reducción se calcula el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R:

Para Edificio 1:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o$$

Donde:

$$\phi_a: 1$$

$$\phi_p: 1$$

$$\phi_r: 0,75$$

$$R_o: 7$$

Al resolver la operación nos daría

$$R = 1 * 1 * 0,75 * 7$$

$$R = 5.25$$

Según la NSR-10, este tipo de estructura no cumple por ausencia de redundancia y se castiga con $\phi_r: 0,75$.

Para Edificio 2:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o$$

Donde:

$$\phi_a: 0,9$$

$$\phi_p: 1$$

$$\phi_r: 1$$

$$R_o: 7$$

Al resolver la operación nos daría

$$R = 0.9 * 1 * 1 * 7$$

$$R = 6.3$$

Chequeo de resistencia de vigas

Combinaciones de carga

Para llevar a cabo la revisión de resistencia de las vigas, se establecen las 18 combinaciones de cargas (combos) que se muestran a continuación, los cuales representaran las diferentes posibilidades a las que la estructura podría ser sometida. Debido a los criterios de diseño las cargas de sismo se dividirán entre $R = 5.25$ para el edificio 1 y $R = 6.3$ para el edificio 2, determinado en el apartado anterior.

1. $1,4D$

2. $1,2D + 1,6L$

3. $1,2D + L + S_x + 0,3S_y$

4. $1,2D + L + S_x - 0,3S_y$

5. $1,2D + L - S_x + 0,3S_y$

6. $1,2D + L - S_x - 0,3S_y$

7. $1,2D + L + 0,3S_x + S_y$

8. $1,2D + L + 0,3S_x - S_y$

9. $1,2D + L - 0,3S_x + S_y$

10. $1,2D + L - 0,3S_x - S_y$

11. $0,9D + S_x + 0,3S_y$

12. $0,9D + S_x - 0,3S_y$

13. $0,9D - S_x + 0,3S_y$

14. $0,9D - S_x - 0,3S_y$

$$15. 0,9D + 0,3Sx + Sy$$

$$16. 0,9D + 0,3Sx - Sy$$

$$17. 0,9D - 0,3Sx + Sy$$

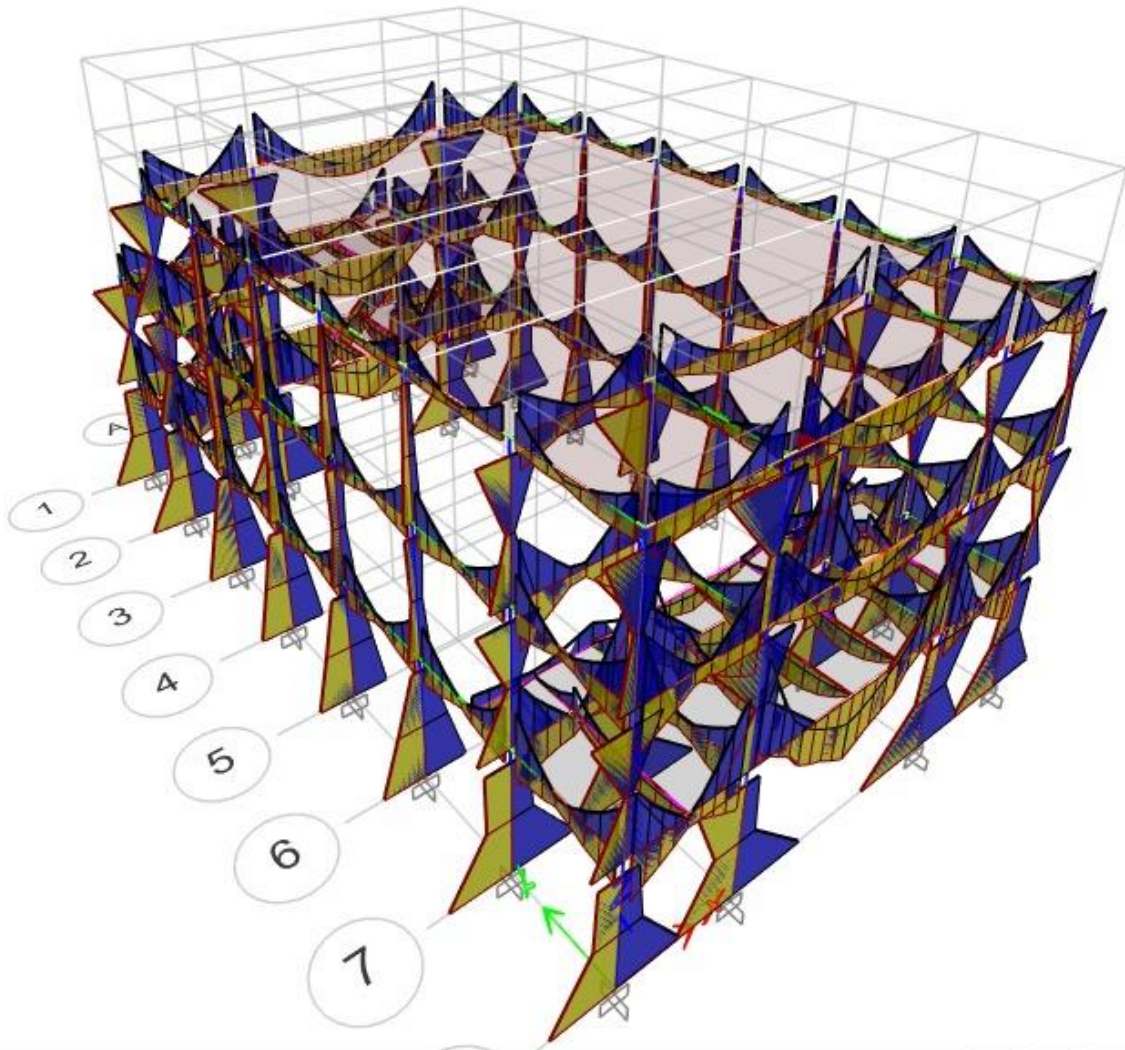
$$18. 0,9D - 0,3Sx - Sy$$

Donde:

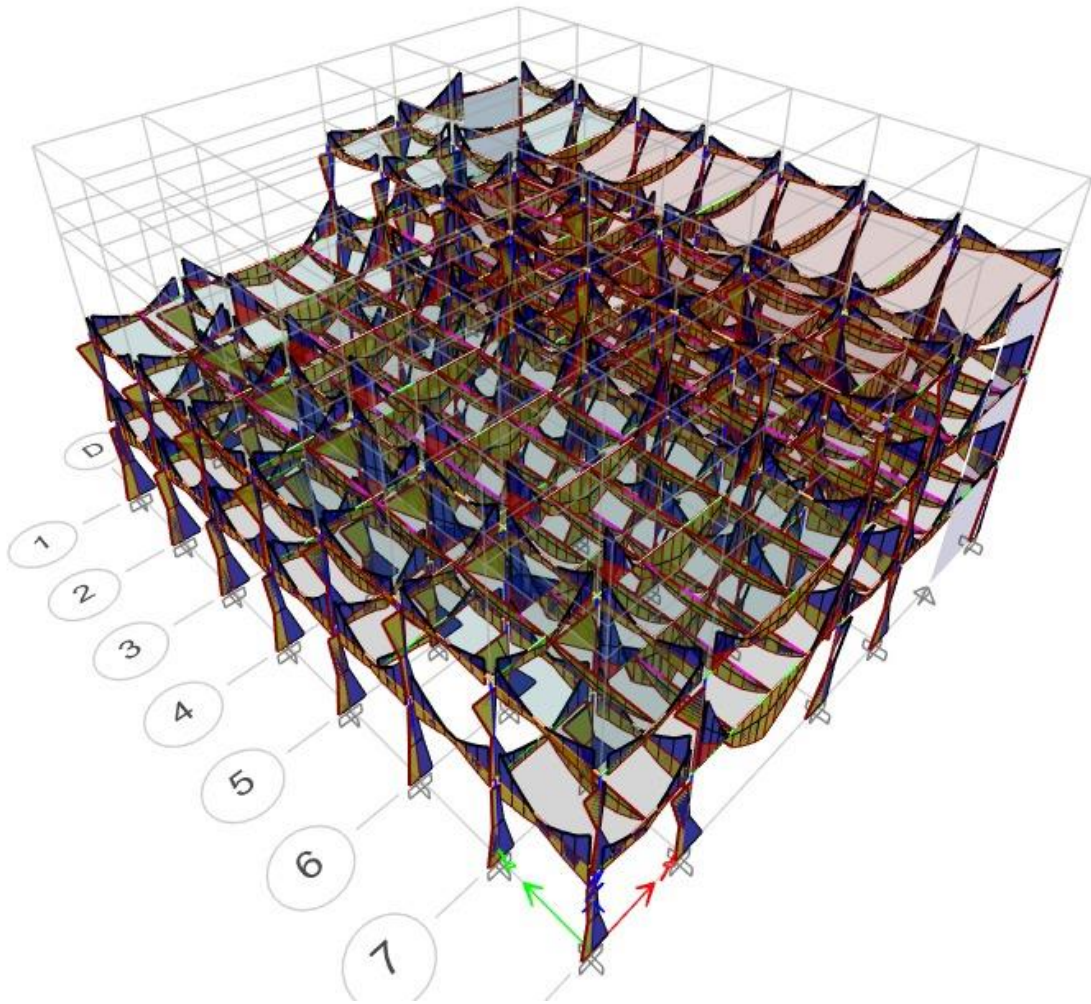
$$Sx = \text{Sismo } x \text{ ajustado } R \text{ y } Sy = \text{Sismo } y \text{ ajustado } R$$

Adicionalmente se crean dos combinaciones adicionales que denotaremos una como “Envolvente”, la cual será la aplicación de las 18 combinaciones simultáneamente y la otra combinación denotada como “Viguetas” para chequear las viguetas que utilizara el combo 1 y 2, esto para calcular los momentos máximos de diseño de los elementos estructurales, chequeando de esta manera que los momentos calculados anteriormente en el pre-dimensionamiento sean mayores a los valores encontrados en el programa de ETABS.

EDIFICIO 1



EDIFICIO 2

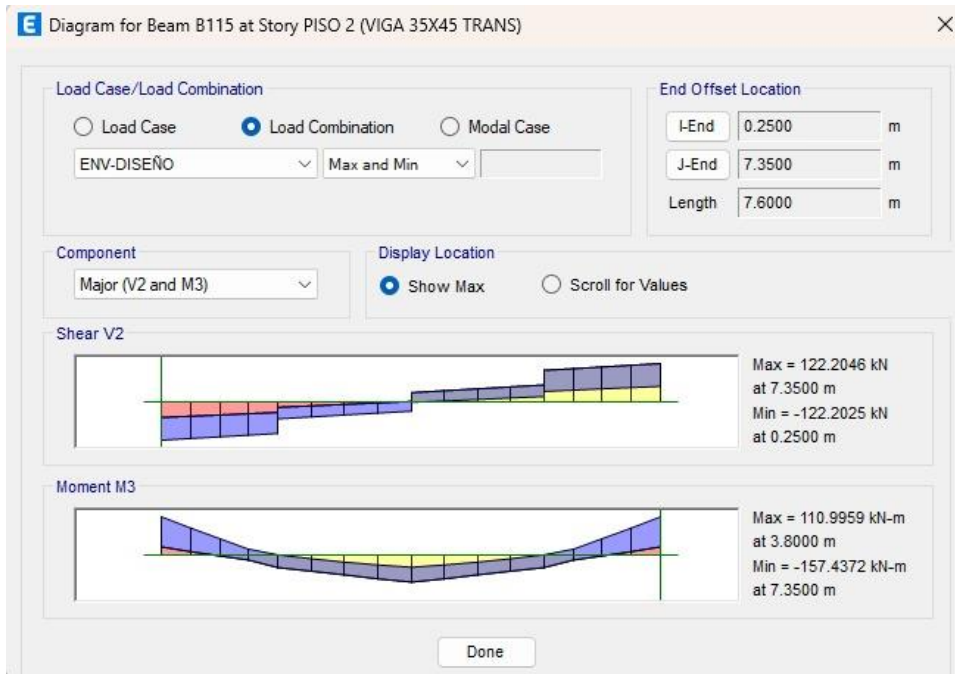


Chequeo de resistencia de viga

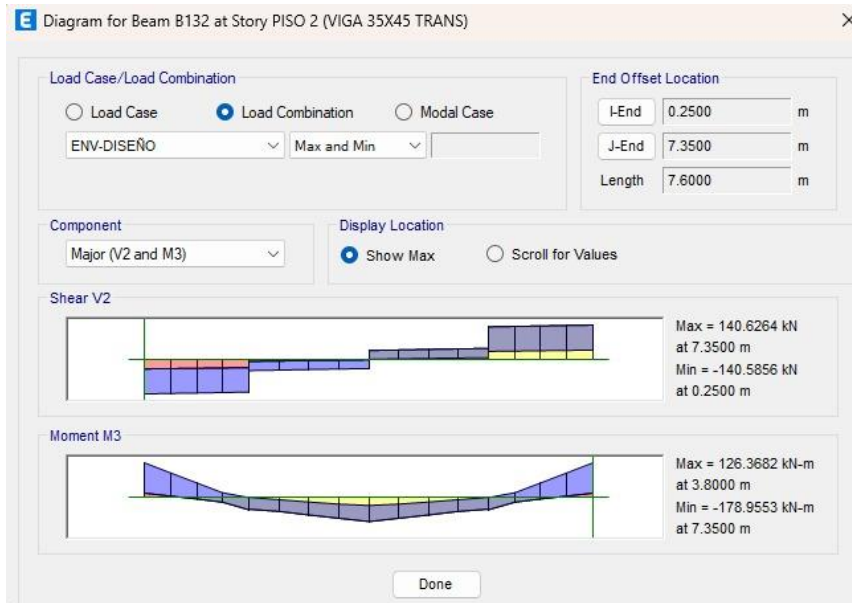
Para este chequeo, se requiere de la ayuda de ETABS para observar los momentos máximos y con estos valores poder compararlos con los momentos actuantes que se calcularon en la fase del predimensionamiento, por consecuencia, se busca que estos momentos máximos sean menores a los calculados, de no cumplir con esta condición se debe redimensionar la sección en la cual se presenta la falla. A continuación, se muestran las distintas secciones a chequear.

EDIFICIO 1

Se escogieron las dos vigas más críticas de cada uno de los edificios, es decir, las que mayor momento máximo tenían y se compararon con su momento ultimo resistente de diseño, calculado en el predimensionamiento, para saber que su comportamiento resiste satisfactoriamente los momentos a los que trabajarán las vigas, el momento máximo arrojado debe ser menor que el momento resistente calculado de diseño.

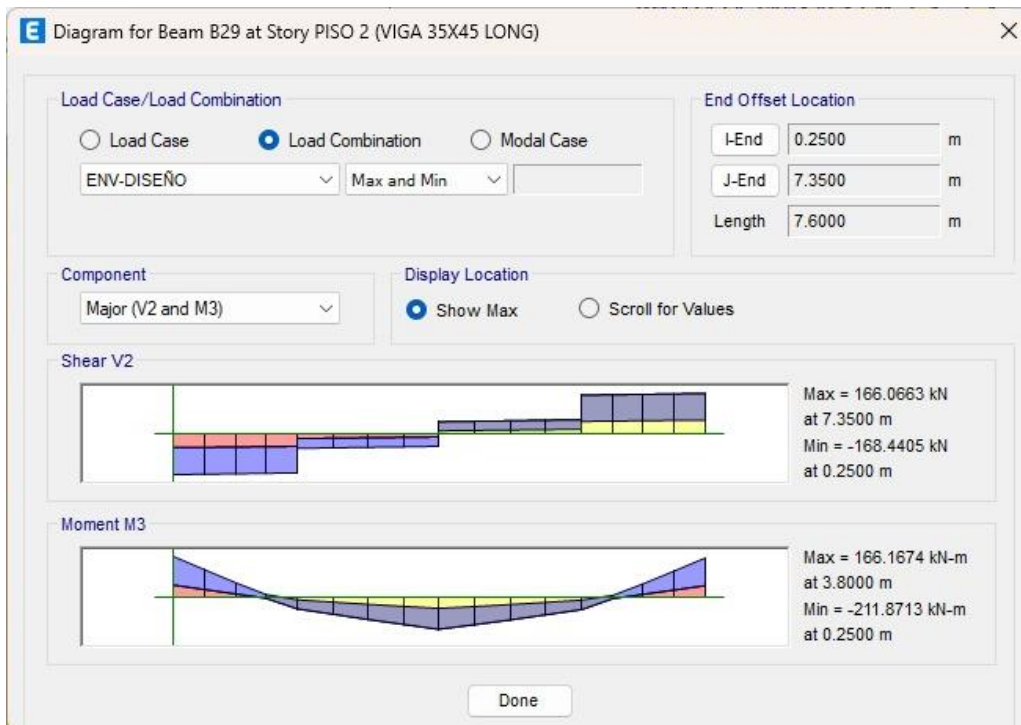


En esta se reporta un momento máximo absoluto de 157,44 KN-m menor al momento resistente de la viga $M_u = 381,03 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

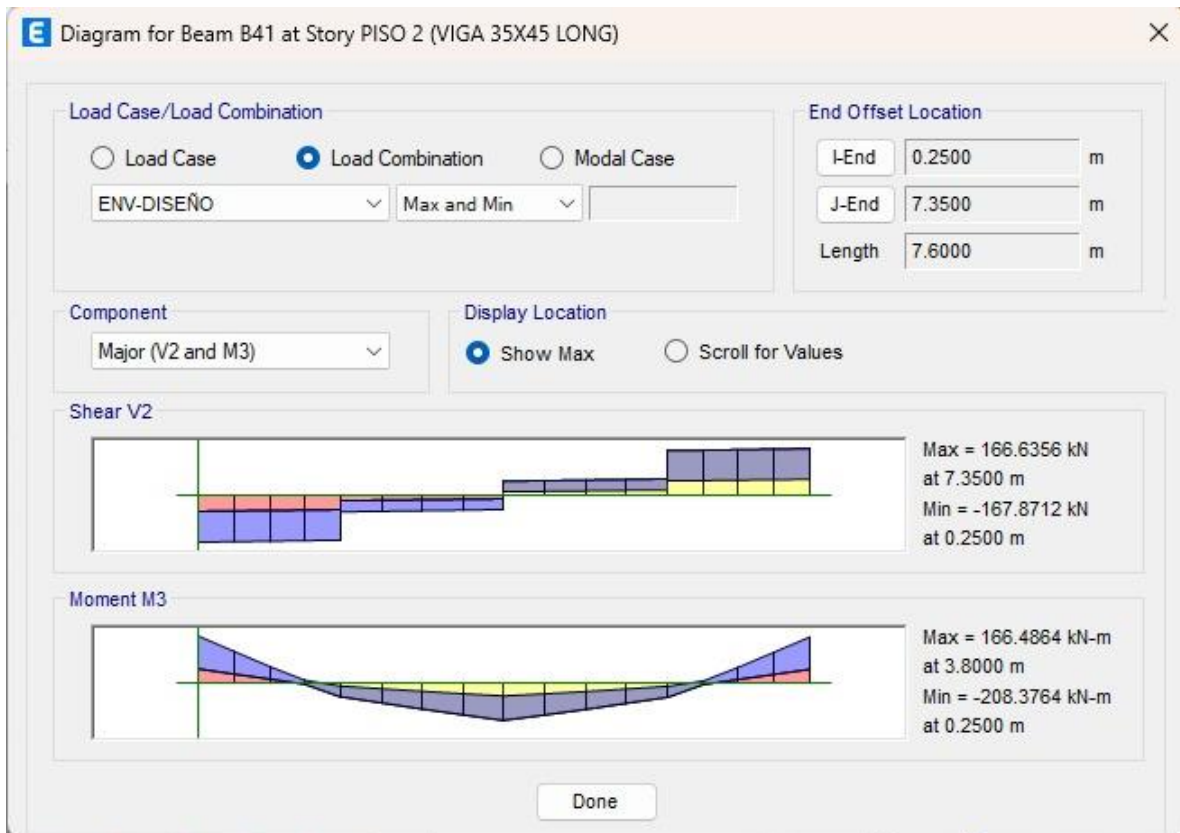


En esta se reporta un momento máximo absoluto de 178,955 KN-m menor al momento resistente de la viga $M_u = 381,03 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

EDIFICIO 2



En esta se reporta un momento máximo absoluto de 211,871 KN-m menor al momento resistente de la viga $M_u = 381,03 \text{ KN}\cdot\text{m}$.



En esta se reporta un momento máximo absoluto de 208,37 KN-m menor al momento resistente de la viga $M_u = 381,03 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

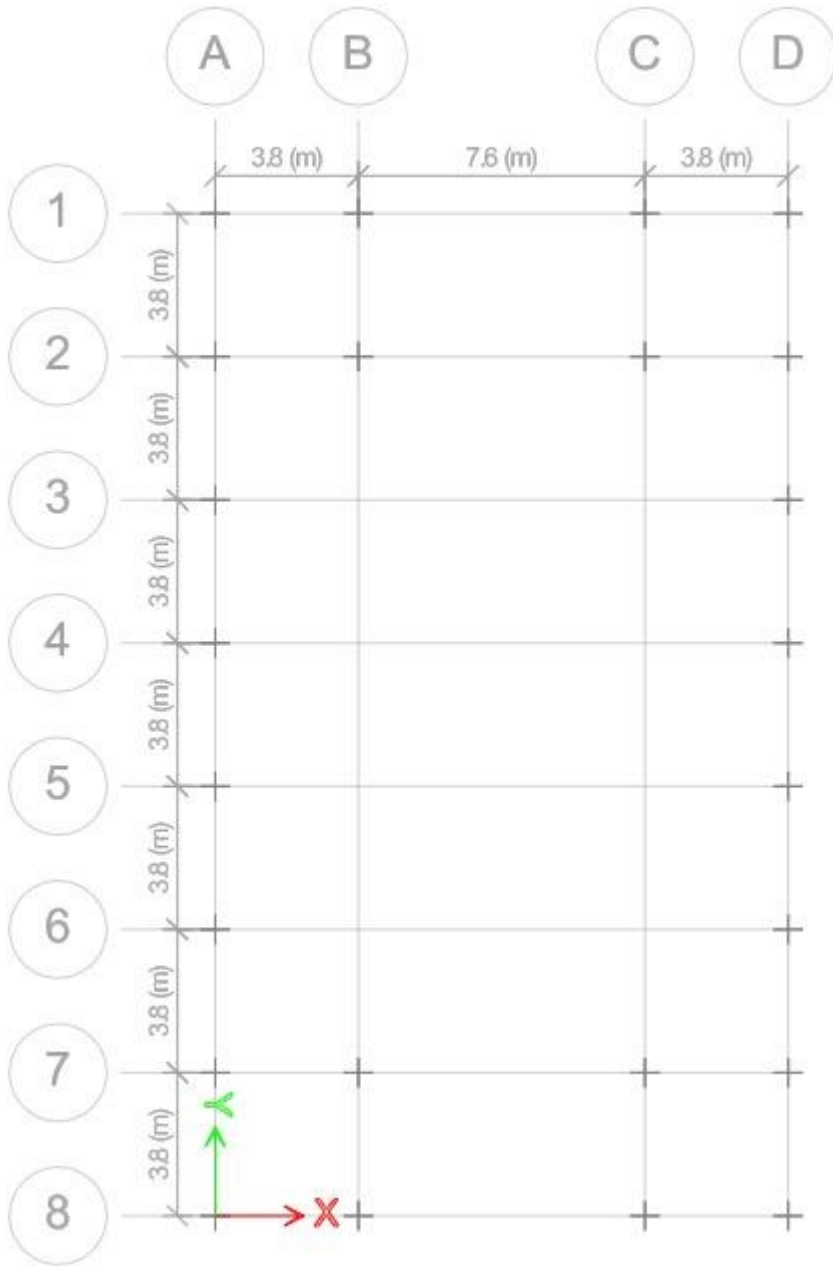
Definición y selección de combinaciones de carga

Para definir las cargas que se van a utilizar en el diseño de las zapatas se proponen tres combinaciones de carga, las cuales se definen como tres combinaciones de servicio y una envolvente que agrupa las tres, las combinaciones de servicio se presentan a continuación:

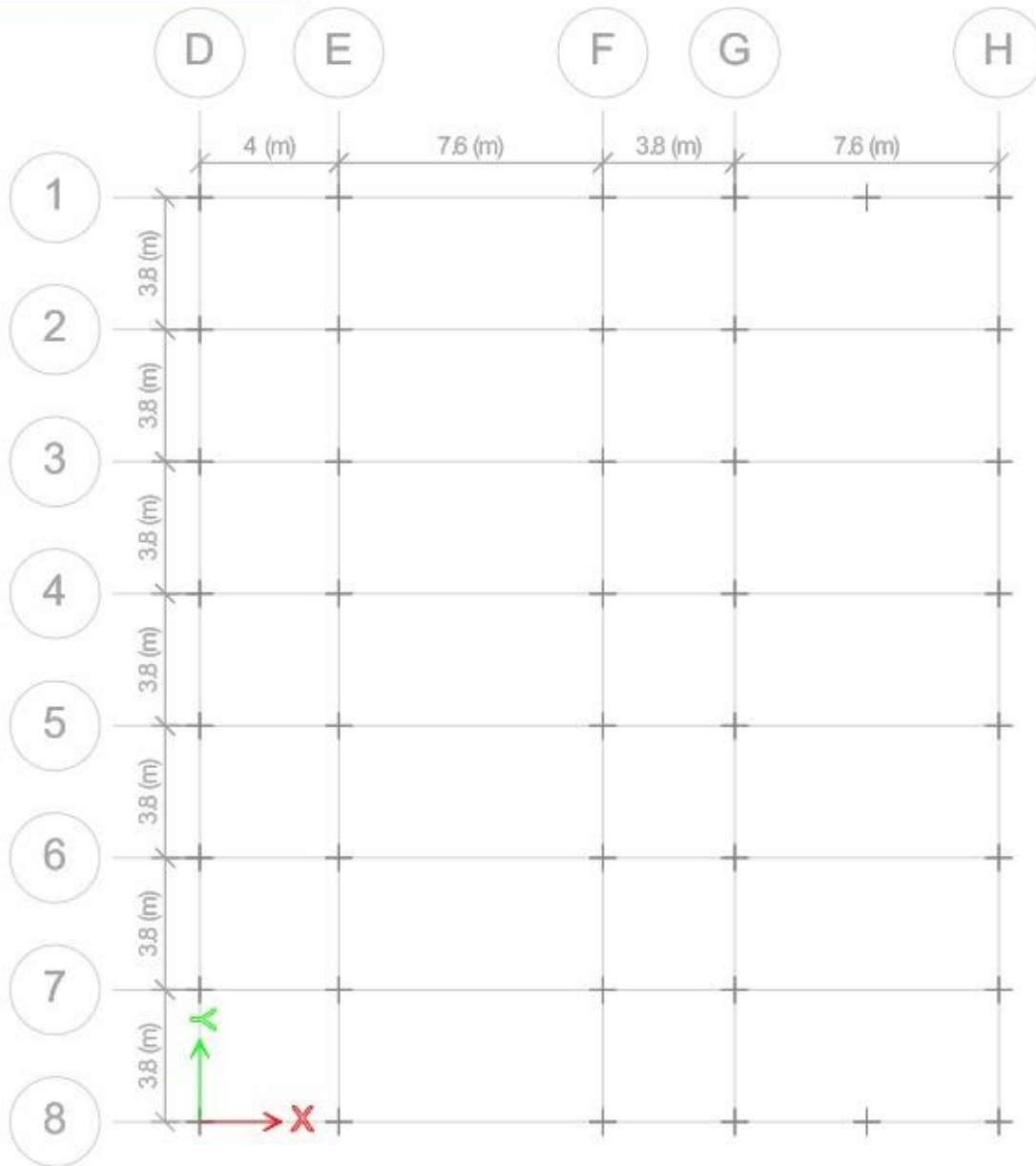
- $1.0 \text{ CM} + 1.0 \text{ CV}$
- $1.0 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.75 \text{ SISMOX}$
- $1.0 \text{ CM} + 0.75 \text{ CV} + 0.75 \text{ SISMOY}$

Donde (CM) es la carga muerta total del edificio, (CV) es la carga viva total del edificio y el sismo es el sismo de diseño con el factor R de reducción calculado en el anterior logro.

EDIFICIO 1



EDIFICIO 2.



En cada uno de los nodos mostrados en las anteriores figuras, se realiza un análisis de resultados con ayuda del software (ETABS) frente a FZ MX y MY de cada uno de los combos de servicio y la envolvente que los agrupa.

Los apoyos de las 2 estructuras presentadas son apoyos empotrados, tal y como se puede evidenciar en las figuras presentadas en el apartado de “Modelación en Etabs”.

Chequeo de zapatas

Una vez determinadas las cargas transferidas por la estructura a la zapata, para el diseño de las zapatas se parte de la capacidad de carga admisible del estrato de suelo

sobre el cual se trabaja y su respectiva profundidad; con esa información se puede aproximar el área necesaria que requiere la zapata para que el suelo sea capaz de soportar las cargas de servicio. El área requerida por la zapata se calcula como:

$$A_z = \frac{P_{(columna)} + P_{(zapata)} + P_{(sobrecarga)}}{Q_{admisible}}$$

$$A_z = \frac{P_{(servicio)}}{Q_{admisible}} = \frac{P_{(servicio)}}{Q_{admisible} - Q_{sobrecarga}}$$

Para determinar la sobrecarga debido al peso propio de la zapata y del suelo sobre esta por metro cuadrado, se debe empezar asumiendo un espesor el cual, dependiendo del caso, irá variando hasta encontrar uno óptimo.

$$Q_{sobrecarga} = h_z + y_{concreto} + (D_f - h_z) * y_{suelo}$$

Con el área obtenida se pueden sacar las dimensiones de la zapata las cuales, las cuales se chequean calculando la carga máxima la cual debe ser menor a la carga admisible del suelo y se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{n(max)} = \frac{P_{servicio}}{A_z} * \left(1 + \frac{6 * e}{L_z}\right)$$

$$e = \frac{M_{servicio}}{P_{servicio}}$$

Donde la excentricidad es el cociente entre el momento de servicio y la carga de servicio. Una vez verificadas las dimensiones de la zapata, se procede al chequeo por cortante en la zapata. En el caso de cortante por flexión, se calcula la cortante última a una distancia d de la columna, donde las presiones varían linealmente desde la carga máxima hasta un valor de presiones q_{u2} el cual se encuentra en la mitad de la zapata donde las presiones son mayores.

$$q_{u2} = q_{u(min)} + \frac{q_{u(max)} - q_{u(min)}}{L_z} * \left(\frac{L_z}{2} + \frac{C_{col}}{2} + d\right)$$

$$V_{uf(dis)} = \frac{q_{u(max)} - q_{u2}}{2} * \left(\frac{L_z}{2} + \frac{C_{col}}{2} + d\right) * L_z$$

Esta cortante debe ser menor o igual a la cortante permisible de la zapata la cual se define como:

$$V_{uf(adm)} = \phi V_{cf} = \phi * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'c} * L_z * d$$

Considerando de igual manera un diagrama variable de cargas se debe chequear la cortante por punzonamiento a una distancia de $d/2$ de la cara de la columna. Estas presiones son:

$$q_{u3} = q_{u(\min)} + \frac{q_{u(\max)} - q_{u(\min)}}{L_z} * \left(\frac{L_z}{2} - \frac{C_{col}}{2} - \frac{d}{2} \right)$$

$$q_{u4} = q_{u(\min)} + \frac{q_{u(\max)} - q_{u(\min)}}{L_z} * \left(\frac{L_z}{2} + \frac{C_{col}}{2} + \frac{d}{2} \right)$$

Posteriormente esta cortante nos ayudara a determinar los q_u3 y q_u4 los cuales son calculados como se dividió en los anteriores q_u , relacionándonos los q_u mínimo con el q_u máximo, sacar el promedio entre ellos para así mismo lograr encontrar una cortante por punzonamiento que se evalúa sobre el área por fuera del perímetro de punzonamiento, está determinada por la siguiente ecuación:

$$V_{1\phi(dis)} = q_{u(prom)} * \left[I_z^2 - (C_{col} + d)^2 \right]$$

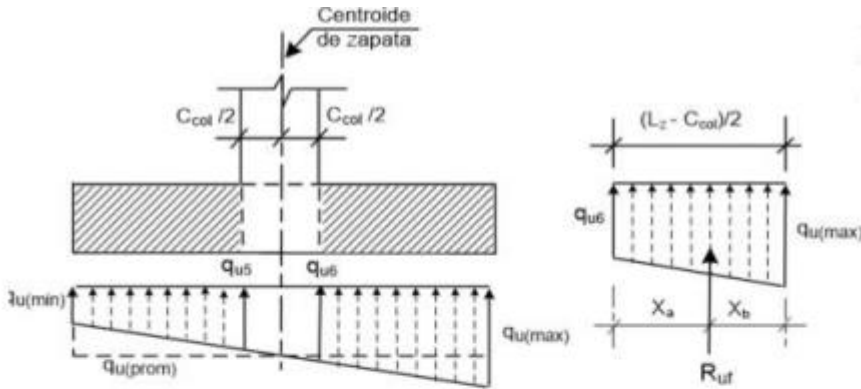
Todo esto nos será de punto base y fundamental para determinar las áreas y longitudes requeridas, los cuales nos determinaran en asociación con las cargas establecidas, unos esfuerzos máximos y mínimos y con consecuente unos momentos últimos sobre la zapata.

La cortante resistente a punzonamiento de la zapata será el valor más crítico de las siguientes expresiones y se debe cumplir que:

$$V_{up(dis)} < \phi V_{cp}$$

$$V_{cp} \text{ minimo entre } \begin{cases} a. & 0.17 * \lambda * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * B_o * d \\ b. & 0.083 * \lambda * \left(\frac{\alpha_s * d}{B_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * B_o * d \\ c. & 0.33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * B_o * d \end{cases}$$

Para determinar el acero de refuerzo que se requiere en la zapata, se calculan los momentos últimos actuantes de diseño y el momento resistente. El momento con la carga más crítica para el diseño a flexión, de la cual se halla su resultante y la ubicación de esta



$$q_{u\delta} = q_{u(min)} + \frac{(q_{u(max)} - q_{u(min)})}{L_z} * \left(\frac{L_z}{2} + \frac{C_{col}}{2}\right) = 231.8 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{u(diseño)} = R_{uf} * X_a \rightarrow R_{uf} = \left(\frac{q_{u\delta} + q_{u(max)}}{2}\right) * \left(\frac{L_z}{2} - \frac{C_{col}}{2}\right) * L_z$$

$$\left. \begin{aligned} X_a &= \left(\frac{q_{u\delta} + 2 * q_{u(max)}}{q_{u\delta} + q_{u(max)}}\right) * \frac{1}{3} * \left(\frac{L_z}{2} - \frac{C_{col}}{2}\right) \\ X_b &= \left(\frac{2 * q_{u\delta} + q_{u(max)}}{q_{u\delta} + q_{u(max)}}\right) * \frac{1}{3} * \left(\frac{L_z}{2} - \frac{C_{col}}{2}\right) \end{aligned} \right\} \frac{L_z}{2} - \frac{C_{col}}{2} = X_a + X_b$$

$$M_{u(resistente)} = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * L_z}\right)$$

Igualando el momento de diseño y el momento resistente se puede despejar un valor de A_s que satisfaga la igualdad el cual debe cumplir con la cuantía mínima para

zapatas. Posterior a la selección del refuerzo transversal para la zapata, se debe verificar la longitud de desarrollo desde la cara de la columna hasta el final de la barra seleccionada.

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{f_y * \Psi_t * \Psi_c}{2.1 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * \frac{A_{s(requerido)}}{A_{s(suministrado)}} \begin{cases} \Psi_t = 1.0 \\ \Psi_e = 1.0 \end{cases}$$

La longitud disponible debe ser mayor a la longitud de desarrollo, y esta se define como:

$$L_{disponible} = \frac{L_z}{2} - \frac{C_{col}}{2} - 0.075$$

Por último, se debe verificar los esfuerzos de aplastamiento sobre la zapata. La fuerza de diseño última debe ser menor a la fuerza resistente del concreto al aplastamiento, este se define como:

$$\phi * P_{na} = \phi * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * [0.85 * f'_c * A_1]$$

Diseño de zapatas

El sistema de cimentación implementado para el proyecto de referencia consiste en zapatas aisladas unidas por vigas de amarre de cimentación, cumpliendo con los parámetros mínimos descritos en el Título C.15.13 de la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR-10) para la zona DES, considerando la ubicación del proyecto. En función de las solicitaciones de las estructuras, se pre-dimensionaron las zapatas utilizando una hoja de cálculo, teniendo en cuenta la presión de contacto.

Es vital resaltar que, para el diseño estructural en curso, no se contaba con un estudio de suelos ni con referencias de proyectos cercanos al diseñado. Por lo tanto, fue crucial realizar una investigación preliminar de las posibles condiciones del suelo en la zona. Reconociendo que nuestro proyecto está ubicado en una zona 5 según la microzonificación sísmica, se lograron obtener los siguientes datos a partir de experiencias en proyectos anteriores:

- Tipo de suelo: D
- Recomendación de fundación: superficial zapatas o cimientos corridos
- Presión de contacto límite: 1.80 kg/cm²
- Profundidad de desplante típica: 1.50 metros
- Gama del suelo promedio: 1800 kg/cm³

El diseño de las zapatas se realizó en función de los parámetros mencionados. Sin embargo, se asumió de manera conservadora una presión de contacto límite de 1.50 kg/cm² para evitar asentamientos excesivos en caso de presentarse peores condiciones en el terreno in situ.

Las zapatas del edificio 1 (Capilla) son idénticas, dado que la carga transmitida a la cimentación era similar en la mayoría de los nodos. En resumen, las zapatas tienen dimensiones de 220 x 220 x 45 cm con refuerzo #5@19 cm en ambos sentidos. A continuación, se presenta la memoria de cálculo respectiva:

DISEÑO DE ZAPATA			
CARGAS			
Carga axial servicio: Ps =	45.7	ton	
Momento servicio X: Msx =	1	ton-m	
Momento servicio Y: Msy =	5.8	ton-m	
Carga axial última: Pu =	61	ton	
Momento última X: Mux =	2.5	ton-m	
Momento último Y: Muy =	13.5	ton-m	
Sobrecarga: w =	0	ton/m ²	
e _x servicio =	0.02	m	
e _y servicio =	0.13	m	
e _x ultimo =	0.04	m	
e _y ultimo =	0.22	m	
CONCRETO			
Resistencia: f'c =	280	kg/cm ²	
Peso específico: =	2400	kg/cm ²	
ACERO DE REFUERZO			
Resistencia: Fy =	4200	kg/cm ²	
COLUMNA			
Dimensión Cx =	50	cm	
Dimensión Cy =	45	cm	
ZAPATA			
Dimensión L =	2.2	m	
Dimensión B =	2.2	m	
Espesor Zapata hz =	0.45	m	
Area total zapata: Az =	4.84	m ²	
SUELO			
Capacidad portante: qa =	1.5	kg/cm ²	
Densidad del relleno: γs =	1800	kg/cm ³	
Profundidad desplante: H =	1.05	m	

1) CHEQUEO DE PRESIÓN DE CONTACTO

Capacidad portante max: qmax =	1.143	kg/cm ²
ISE	0.76	C

$$\frac{\sum F_c Q}{A} < r \quad r = \frac{P_u}{(B - 2e_y)(A - 2e_x)}$$

2) CHEQUEO DE CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

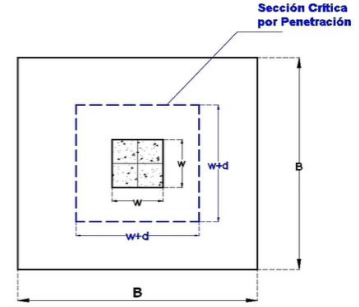
Recubrimiento de la zapata: d' =	7.5	cm
Altura efectiva de la zapata: d =	37.5	cm
Perimetro critico sentido X: boL =	87.5	cm
Perimetro critico sentido Y: boB =	82.5	cm
Perimetro critico: bo =	340	cm
Area de la sección crítica Ao =	12750	cm ²
$\beta_c =$	1.11111111	
$\alpha_s =$	40	
Ecu C.11-42	25.30	kg/cm ²
Cortante: Vc = Ecu C.11-43	28.97	kg/cm ²
Ecu C.11-44	18.41	kg/cm ²
Cortante nominal: $\phi V_c =$	199481	kg
Cortante ultima: Vu =	52745.5	kg
ISE	0.26	C

$$\beta_c = \frac{\text{Lado largo columna}}{\text{Lado corto Columna}}$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f_c'} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \quad \text{C.11-42}$$

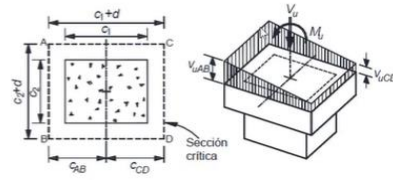
$$v_c = 0.27\sqrt{f_c'} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \quad \text{C.11-43}$$

$$v_c = 1.1\sqrt{f_c'} \quad \text{C.11-44}$$



3) CHEQUEO DE CORTANTE EN UN SENTIDO X

$\alpha =$	0.408	
$\alpha_{Mux} =$	1.02	ton-m
$C_{Dox} =$	43.75	cm
$J_c =$	16799316	cm ⁴
Cortante nominal: $\phi V_c =$	7.54	kg/cm ²
Cortante ultima: Vu =	4.40	kg/cm ²
ISE	0.58	C



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}}$$

4) CHEQUEO DE CORTANTE EN UN SENTIDO Y

$\alpha =$	0.394	
$\alpha_{Muy} =$	5.51	ton-m
$C_{Doy} =$	41.25	cm
$J_c =$	15401074	cm ⁴
Cortante nominal: $\phi V_c =$	7.54	kg/cm ²
Cortante ultima: Vu =	5.61	kg/cm ²
ISE	0.74	C

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u C_{CD}}{J_c}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f_c'} \quad \text{C.11-4}$$

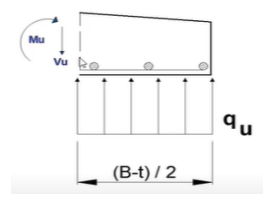
4) DISEÑO POR FLEXIÓN

SENTIDO X O DIRECCIÓN L		
L =	0.85	m
Momento ultimo: Mu =	4130.8	kg-m
Cuantia diseño: pd =	0.00022	
Cuantia mínima: pmin =	0.00180	
Cuantia seleccionada: p =	0.00180	
Acero requerido: AsL =	17.82	cm ²
Designación =	#5	
Acero seleccionado	Cantidad barras =	12
As =	23.88	cm ²
Separación =	19.0	cm
CHEQUEO	SI CUMPLE	
Diseño final en sentido X o L	12#5@19cm	

$$L = \frac{(B - c)}{2}$$

Cálculo de Mu

$$M_u = q_u \left(\frac{L^2}{2} \right)$$

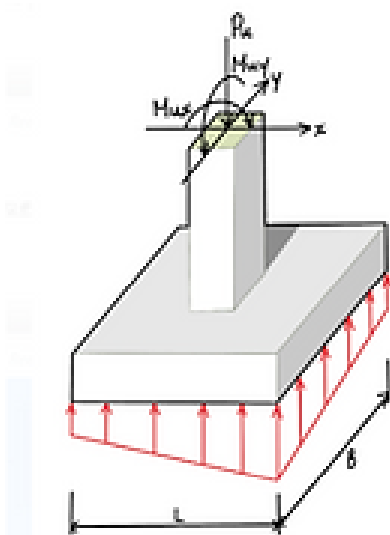


SENTIDO Y O DIRECCIÓN B		
L =	0.875	m
Momento ultimo: Mu =	4377.4	kg-m
Cuantia diseño: pd =	0.00023	
Cuantia mínima: pmin =	0.00180	
Cuantia seleccionada: p =	0.00180	
Acero requerido: AsL =	17.82	cm ²
Designación =	#5	
Acero seleccionado	Cantidad barras =	12
As =	23.88	cm ²
Separación =	19.0	cm
CHEQUEO	SI CUMPLE	
Diseño final en sentido Y o B	12#5@19cm	

$$\phi M_n = \phi f_y \rho \left(1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f_c'} \right) b d^2$$

Por otra parte, las zapatas del edificio 2 son también idénticas, dado que la carga transmitida a la cimentación era similar en la mayoría de los nodos. En resumen, las zapatas tienen dimensiones de 250 x 250 x 45 cm con refuerzo #5@18 cm en ambos sentidos. A continuación, se presenta la memoria de cálculo respectiva:

DISEÑO DE ZAPATA		
CARGAS		
Carga axial servicio: P_s =	68	ton
Momento servicio X: M_{sx} =	1	ton-m
Momento servicio Y: M_{sy} =	3	ton-m
Carga axial última: P_u =	88	ton
Momento último X: M_{ux} =	1	ton-m
Momento último Y: M_{uy} =	4.2	ton-m
Sobrecarga: w =	0	ton/m ²
e_x servicio =	0.01	m
e_y servicio =	0.04	m
e_x ultimo =	0.01	m
e_y ultimo =	0.05	m
CONCRETO		
Resistencia: $f'c$ =	280	kg/cm ²
Peso específico: =	2400	kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO		
Resistencia: F_y =	4200	kg/cm ²
COLUMNA		
Dimensión Cx =	50	cm
Dimensión Cy =	45	cm
ZAPATA		
Dimensión L =	2.5	m
Dimensión B =	2.5	m
Espesor Zapata h_z =	0.45	m
Area total zapata: A_z =	6.25	m ²
SUELO		
Capacidad portante: q_a =	1.5	kg/cm ²
Densidad del relleno: γ_s =	1800	kg/cm ³
Profundidad desplante: H =	1.00	m



1) CHEQUEO DE PRESIÓN DE CONTACTO

Capacidad portante max: qmax =	1.187	kg/cm ²
ISE	0.79	C

$$\frac{\sum F_c Q}{A} < r \quad r = \frac{P_u}{(B - 2e_y)(A - 2e_x)}$$

2) CHEQUEO DE CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

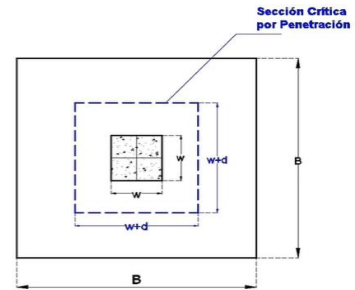
Recubrimiento de la zapata: d' =	7.5	cm
Altura efectiva de la zapata: d =	37.5	cm
Perimetro critico sentido X: boL =	87.5	cm
Perimetro critico sentido Y: boB =	82.5	cm
Perimetro critico: bo =	340	cm
Area de la sección critica Ao =	12750	cm ²
β _c =	1.11111111	
α _s =	40	
Ecu C.11-42	25.30	kg/cm ²
Cortante: V _c = Ecu C.11-43	28.97	kg/cm ²
Ecu C.11-44	18.41	kg/cm ²
Cortante nominal: φV _c =	199481	kg
Cortante ultima: Vu =	79432.2	kg
ISE	0.4	C

$$\beta_c = \frac{\text{Lado largo columna}}{\text{Lado corto Columna}}$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \quad \text{C.11-42}$$

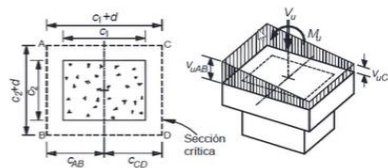
$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \quad \text{C.11-43}$$

$$v_c = 1.1\sqrt{f'_c} \quad \text{C.11-44}$$



3) CHEQUEO DE CORTANTE EN UN SENTIDO X

α =	0.408	
αM _{ux} =	0.41	ton-m
C _{CDx} =	43.75	cm
J _c =	16799316	cm ⁴
Cortante nominal: φV _c =	7.54	kg/cm ²
Cortante ultima: Vu =	6.34	kg/cm ²
ISE	0.84	C



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}}$$

4) CHEQUEO DE CORTANTE EN UN SENTIDO Y

α =	0.394	
αM _{uy} =	1.71	ton-m
C _{CDy} =	41.25	cm
J _c =	15401074	cm ⁴
Cortante nominal: φV _c =	7.54	kg/cm ²
Cortante ultima: Vu =	6.69	kg/cm ²
ISE	0.89	C

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u C_{CD}}{J_c}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad \text{C.11-4}$$

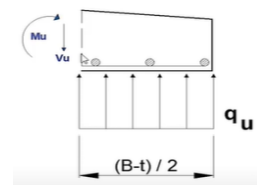
4) DISEÑO POR FLEXIÓN

SENTIDO X O DIRECCIÓN L		
L =	1	m
Momento ultimo: Mu =	5934.4	kg-m
Cuantia diseño: ρ _d =	0.00028	
Cuantia mínima: ρ _{min} =	0.00180	
Cuantia seleccionada: ρ =	0.00180	
Acero requerido: AsL =	20.25	cm ²
Designación =	#5	
Acero seleccionado Cantidad barras =	14	
As =	27.86	cm ²
Separación =	18.0	cm
CHEQUEO	SI CUMPLE	
Diseño final en sentido X o L	14#5@18cm	

$$L = \frac{(B - c)}{2}$$

Cálculo de Mu

$$M_u = q_u \left(\frac{L^2}{2} \right)$$



SENTIDO Y O DIRECCIÓN B		
L =	1.025	m
Momento ultimo: Mu =	6234.8	kg-m
Cuantia diseño: ρ _d =	0.00029	
Cuantia mínima: ρ _{min} =	0.00180	
Cuantia seleccionada: ρ =	0.00180	
Acero requerido: AsL =	20.25	cm ²
Designación =	#5	
Acero seleccionado Cantidad barras =	14	
As =	27.86	cm ²
Separación =	18.0	cm
CHEQUEO	SI CUMPLE	
Diseño final en sentido Y o B	14#5@18cm	

$$\phi M_n = \phi f_y \rho \left(1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f'_c} \right) b d^2$$

Finalmente es importante resaltar que las zapatas mostradas representan una opción constructiva muy viable, aunque no contábamos con un estudio de suelos, se realizaron un par de estimaciones con base a situaciones constructivas comunes en

la ciudad donde nos encontramos (Santiago de Cali). Para facilidad constructiva, necesidad y transmisión de cargas, se propone este tipo de zapatas para los edificios, la mejor manera de saber si cumplen es con los tipos de chequeos mostrados. Este tipo de cimentación es muy común en la ciudad, dado a su facilidad constructiva, a la baja necesidad de conocimiento operativo para su construcción, la disminución en cantidades de movimientos de tierra, este no necesita de maquinaria y equipos de alto costo y complejidad, etc.

Nota: Las especificaciones en detalle serán mostradas en los datos adjuntos.

Dimensionamiento de vigas de cimentación

Para las vigas de cimentaciones se propuso la siguiente viga con base a los cálculos de predimensionamiento anteriormente ejecutados, teniendo en cuenta que esta viga se propone realizar al nivel del contrapiso para facilidad constructiva y para que reciban la carga de los muros en mampostería colocar sobre la estructura, tanto en el edificio 1 como en el edificio 2. Este tipo de vigas traen mejores beneficios y facilidades actualmente dentro de la ingeniería civil. Cabe resaltar que estas especificaciones de viga van acompañadas de unas especificaciones de losa contrapiso y son detalladas dentro de los archivos adjuntos:

- VIGAS DE CIMENTACIÓN DE 35X40 // REF 3#5 ARRIBA Y ABAJO, ESTRIBOS #3@8CM Z.C Y @15CM Z.N.C (A NIVEL DE CONTRAPISO)
- LOSA DE CONTRAPISO DE 10 CM // REFUERZO DE MALLA ELECTROSOLDADA DE 6.0MM@15CM EN AMBOS SENTIDOS (UNICA MALLA)

Chequeo de deflexiones

Se debe tener en cuenta el agrietamiento generado con el tiempo para el cálculo de las deflexiones que ocasionara una variación en el momento de inercia. Para el diagrama de curvatura del modelo de viga apoyada en columna se consideraron dos secciones para el tramo:

- Sección rectangular: Con momentos negativos en los extremos debido a la que la compresión toma lugar en la parte inferior de la viga.

Sección del centro de la luz: Con momentos positivos, considerada una viga en “T” con un ancho aferente de 1m por la compresión efectiva en la parte superior.

Deflexión VP

De acuerdo con lo estipulado en la sección C.9.5 de la NSR-10 es necesario realizar el chequeo de deflexiones con el fin de que se pueda garantizar un funcionamiento óptimo al nivel de carga de servicio. Se tendrán en cuenta los siguientes casos de carga:

$$Carga\ Sostenida = CargaMuerta + (0.5 * CargaViva)$$

$$Carga\ de\ Servicio = CargaMuerta + CargaViva$$

Con el fin de obtener los momentos de inercia para las secciones brutas y agrietadas, procedemos a calcular:

Módulo de rotura (f_r).

$$f_r = 0.7 * \sqrt{f'_c}$$

Módulo de elasticidad del concreto para concreto de densidad normal (E_c).

$$E_c = 3900 * \sqrt{f'_c}$$

Relación modular (n).

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

De acuerdo con la sección C.8.5.2 de la NSR-10 el módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no pre-esforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

Se procede a calcular los momentos de inercia de las secciones brutas (I_g) y agrietadas (I_t) para momento positivo cerca de la mitad de la luz, para esto tenemos:

1. Establecemos la profundidad del eje neutro para la sección no agrietada:

$$y_t = \frac{1}{2} * \left[\frac{(b - b_w) * h_f^2 + b_w * h^2}{(b - b_w) * h_f + b_w * h} \right]$$

2. Con el valor de Y_t calculamos el momento de inercia

$$I_g = \frac{(b - b_w) * h_f^3}{12} + \frac{b_w * h_f^3}{12} + (b - b_w) * h_f * \left(y_t - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w * h_f * \left(\frac{h_f}{2} - y_t\right)^2$$

3. Con el valor de Y_t calculamos el momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

4. Se calcula la profundidad del eje neutro de la sección transformada Y_2 , en este caso solo se considera la contribución del acero inferior. Primero se debe calcular el valor de C .

$$C = \frac{b_w}{n * A_s}$$

$$y_2 = \frac{[\sqrt{C * (2 * d + P * h_f) + (1 + P)^2} - (1 - P)]}{C}$$

5. Con el valor de Y_2 obtenido, se calcula el momento de inercia para la sección agrietada.

$$I_t = \frac{b * y_2^3}{3} - \frac{(b - b_w) * (y_t - h_f)^3}{3} + n * A_s * (d - y_2)^2$$

DESPIECE DE VIGAS, VIGUETAS Y COLUMNAS.

La manera en qué está configurada o diseñada una estructura es base fundamental para qué la estructura pueda enfrentarse satisfactoriamente frente a situaciones que ponen a prueba su calidad como lo son los movimientos sísmicos, de vientos, cargas horizontales y verticales, e.t.c. Para qué la estructura logre superar toda clase de situaciones de riesgo, es importante que nosotros como ingenieros determinemos de manera detallada todas aquellas cargas horizontales y verticales que actúan sobre la estructura, esto con el fin de poder estimar de manera adecuada algunas propiedades de la estructura como los materiales a utilizar, la metodología constructiva, dimensiones de los elementos, tipo de cimentación a emplear, establecimiento del tipo de elementos estructurales, etc

En un sistema estructural como el que contamos, las vigas y las columnas vienen siendo nuestros principales elementos estructurales, por tal razón, es necesario conocer y determinar el comportamiento de estos frente a las diferentes situaciones de carga y movimiento a las que se encuentra la estructura. Para poder realizar esto,

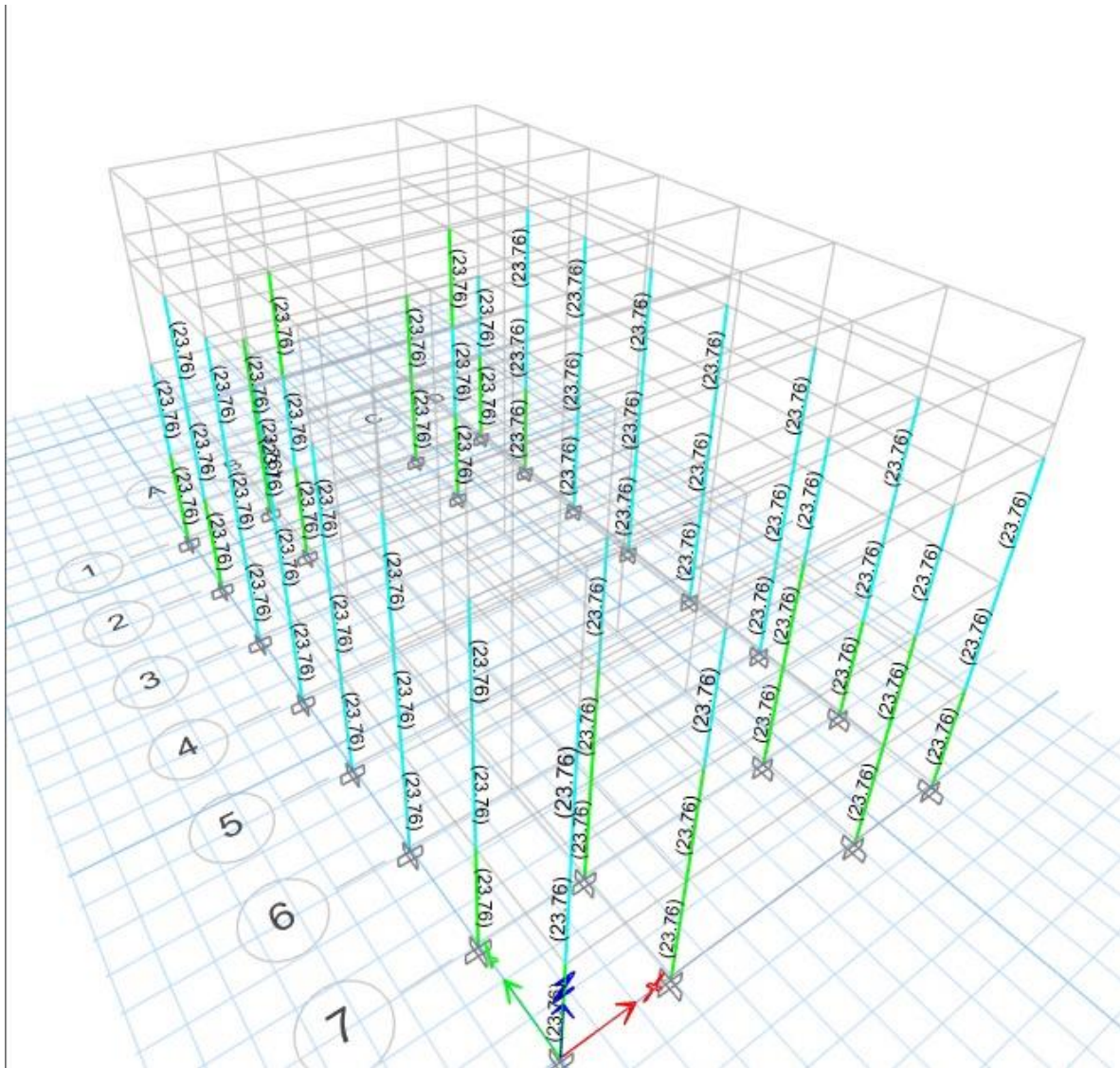
nos acompañamos de ETABS, la cual nos ayuda a conocer estos comportamientos después de haber modelado la estructura, y conociendo esto, podremos empezar a estimar las propiedades que estos elementos estructurales deben de tener para su estabilidad, en este caso, el refuerzo de acero necesario, su forma de colocación y despiece.

DISEÑO DE ACEROS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES COLUMNAS.

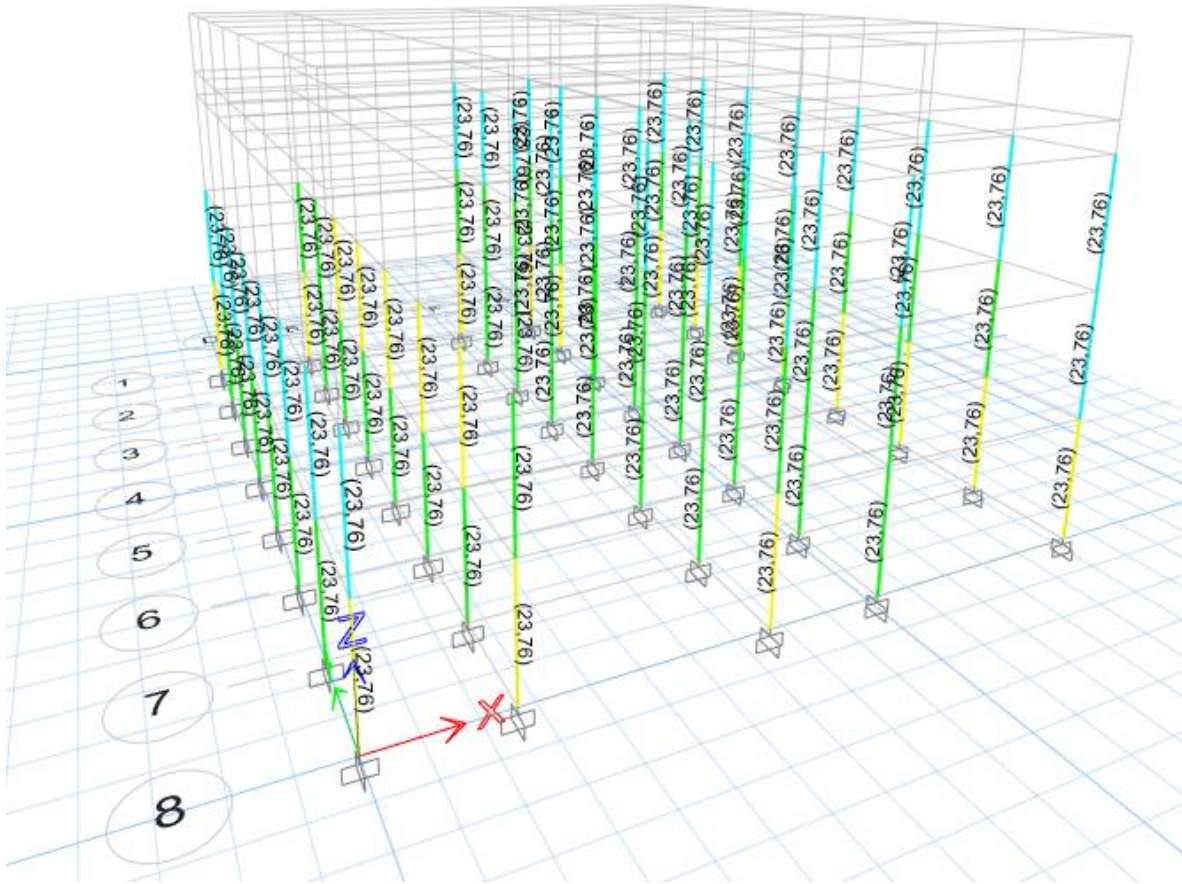
Para el diseño de los aceros de las columnas tanto longitudinal como transversal es importante tener en cuenta aquellos valores iniciales con las que cuentan estas columnas, en el caso de nuestra estructura, contamos con una columna 45x50. La columna cuenta con una altura de 12,6 mts dividida en 3 tramos de 4,2m, todas las columnas son de concreto reforzado con $f'c$ de 24,5 Mpa y f_y de 420 Mpa.

Para este diseño también necesitamos conocer la cuantía mínima de acero recomendado, la cual la obtenemos de ETABS al momento de poner a correr el programa tal que este realice los respectivos chequeos de cuantía teniendo en cuenta las 18 combinaciones de carga que se involucraron para cada tramo, todo esto, teniendo en cuenta la Norma Sismo resistente de Colombia (NSR-10). Esta cantidad o cuantía de acero arrojada por el software se muestra en la siguiente figura:

EDIFICIO 1



EDIFICIO 2



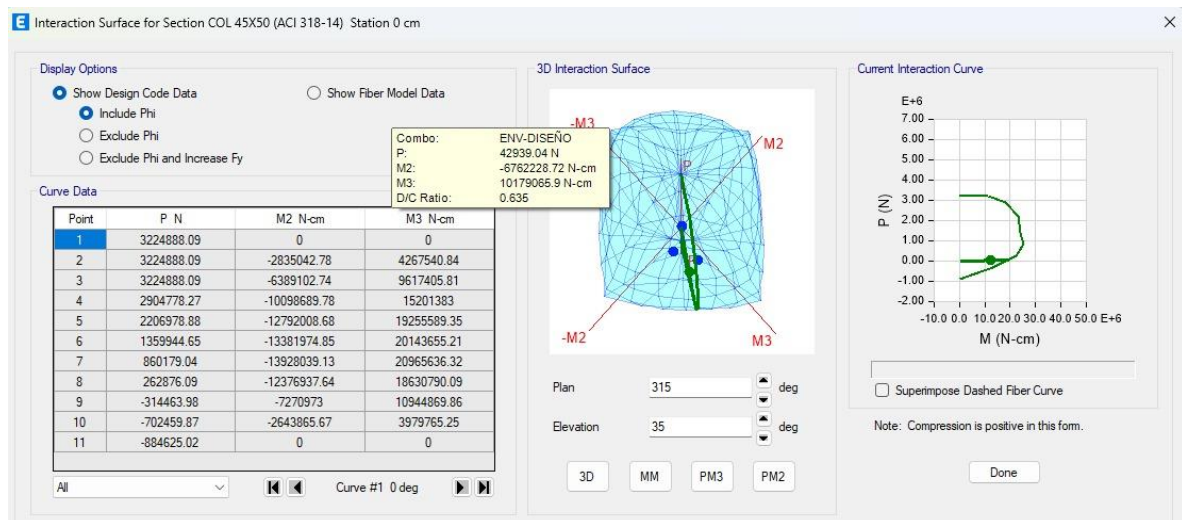
Con base a esto, podemos evidenciar que el acero suministrado por ETABS corresponde al 1% de la sección, la cual es la cuantía mínima para columnas. Al tener estas cuantías, pudimos encontrar que arrojó un mismo acero requerido para todas las columnas. (En las figuras anteriores podremos ver la vista en planta de la distribución de columnas en la estructura).

Es muy importante resaltar que desde el punto de vista del diseño, sería buenos optimizar lo mayor posible cada una de las secciones estructurales de tal forma que cumplan los criterios establecidos en la NSR-10. Sin embargo, también es importante tener en cuenta los diferentes aspectos constructivos, desde el diseño idealmente se propone secciones de columna de diferente dimensión y reforzamiento para optimizar, pero al momento de construir la estructura, en temas de facilidad constructiva, rendimientos y futuros usos, es mucho mejor plantear una misma sección de columna para cada una de las alturas, es por esto que se plantea y propone una sección de columna única. Son 2 estructuras que no superan los 3 pisos, por lo que es mas la complicación constructiva, la perdida de tiempos y la disminución de rendimientos, que lo que realmente se puede optimizar. El hecho de diseñar el edificio con secciones

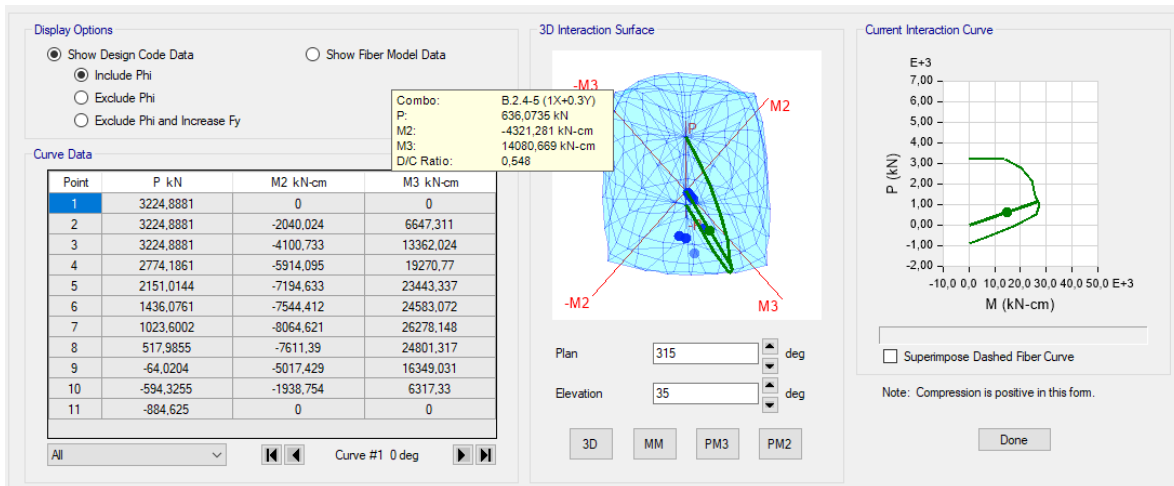
de columna diferentes para cada altura provoca algunas situaciones no necesarias como: un reforzamiento y despiece de acero diferente para cada sección, una fundición un poco más demorada, un nivel de detalle constructivo más complejo, etc.

Diagramas de Interacción

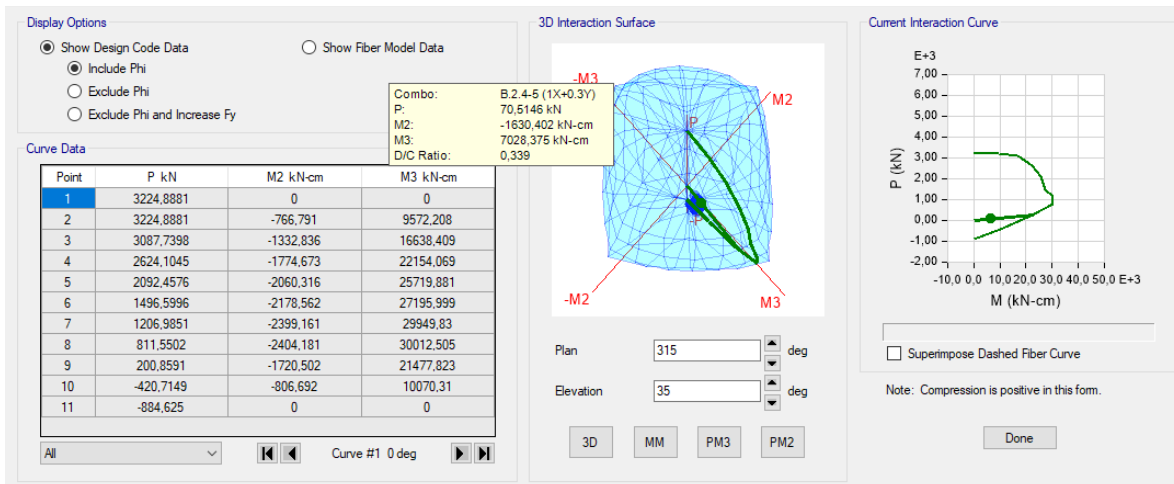
Para cada columna seleccionada se encontró la combinación de cargas más crítica y frente a está podemos ver representado el comportamiento la columna en este combo más crítico con una resistencia máxima de está, Para la columna tipo encontramos qué el combo más crítico fue el último de combinación con un D/C ratio de $0,635 < 1$, En este caso se tomó primero la columna más critica de primer piso como se muestra en la siguiente figura:



Así mismo continuamos el chequeo con el diagrama de interacción en la columna más crítica del segundo piso, comprobando que nos arroja un resultado de D/C ratio de $0,548 < 1$ con el combo más crítico.



Aunque sabemos que las columnas del primer piso son las que mayor carga y esfuerzos van a soportar, es importante chequear que absolutamente todas las columnas sin importar el piso en que se encuentren, van cumplir con el criterio $D/C < 1$, por lo que finalmente también lo chequeamos con una columna del ultimo piso como se muestra en la siguiente figura, arrojándonos un resultado en su combo más crítico de D/C ratio de $0,339 < 1$.



Cálculo de aceros longitudinales y transversales.

Después de qué hayamos determinado el acero requerido arrojado por ETABS como se mostró anteriormente, procedemos a encontrar aquel acero suministrado por nosotros según el tipo de barra a utilizar y la cantidad, ya que conocemos el acero requerido podemos pasar a suministrar un acero que sea igual o mayor (por poco) al requerido de tal manera que cumpla con la cuantía mínima y tenga coherencia con el

número de ramas a utilizar en los estribos. Recordemos qué es en cuanto al cálculo de acero longitudinal.

Para el cálculo de acero transversal se hace uso de una separación de estribos de aproximadamente $b/4$ (Sección que tenemos no es cuadrada 100%, pero es una aproximación). También hacemos uso de una expresión que nos llevará a determinar el número de ramas a utilizar en los estribos, mediante la separación de estribos ya mencionada, la resistencia a la compresión del concreto, el límite de fluencia del acero, el área encerrada por los estribos y el área bruta de la sección, tal que el área de acero del estribo no sea menor a la requerida por las siguientes ecuaciones de áreas mencionadas:

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (1)$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \quad (2)$$

Donde:

Ash: área de acero transversal requerida (cm²).

s: Espaciamiento de estribo ($b/4$) (cm).

f'c: Resistencia a la compresión del concreto (MPa).

fy: Límite de fluencia del acero (MPa).

Ag: área bruta de la sesión (cm²).

Ach: área de encajonamiento (cm²).

bc: Base de encajonamiento (cm).

Para el cálculo de acero transversal necesitamos tener en cuenta los aspectos que hacen parte de este cálculo, cuyos aspectos iniciales son:

Datos de la columna	
L1 (cm)	45
L2 (cm)	50
e (cm)	5
f'c (Mpa)	24,5
fy (Mpa)	420

Tabla 37. Datos de columna.

Con base a estos factores iniciales mostrados en la tabla 37 procedemos a realizar los cálculos para el acero transversal requerido mencionados con anterioridad, arrojando los siguientes:

Areas	
A_g (cm ²)	2250,00
A_{ch} (cm ²)	1800,00

Tabla 38. Áreas

Ramas		
Ash (cm ²)	2,21	2

Tabla 39. Ramas.

Separaciones	
S (cm)	11,25

Tabla 40. Separaciones.

Al tener estos resultados y las cuantías de acero longitudinales y transversales para el tipo de columna, procedemos a realizar los planos respectivos con sus respectivas especificaciones, dobleces, estribos, todo lo calculado anteriormente.

También es importante no olvidar que en el acero transversal se debe de tener en cuenta el espaciamiento de las barras, así como las longitudes de los ganchos mínimas dependiendo del ángulo de inclinación y el número de barra especificado según Norma Sismo resistente de Colombia (NSR-10).

Nota: cabe aclarar qué estas especificaciones (longitudes, empalmes, estribos, etc.) y planos, y toda la información requerida para el diseño de estas columnas y de vigas a continuación, se puede encontrar en los planos adjuntados adicionalmente al informe de cálculo.

DISEÑO DE VIGAS ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

En el desarrollo del diseño de las vigas, se emplea el uso de ETABS, debido a que del uso del software se sacan los aceros longitudinales superiores e inferiores que necesitan las vigas para soportar la carga, la cual se obtiene también mediante el software.

En la parte del diseño a cortante, con los datos que entrega el ETABS, se define la separación mínima entre estribos en cada tramo de la viga, ya que generalmente esta separación varía en el centro y en los bordes de las vigas, en este caso se tomaron las

cuantías y las cargas del piso 2, debido a que es el nivel más crítico en cuanto las cargas.

Para el diseño del acero longitudinal, se tiene en cuenta la longitud de desarrollo de cada barra y la zona de confinamiento, siendo esta igual a $2 * h$, siendo h una dimensión de la viga, dependiendo del acero mínimo de asigna una cantidad de barras superiores e inferiores, estas solo varían entre barras #5 y #6.

Para las longitudes de las barras de la parte superior se tuvo en cuenta el valor de $2 * ld$, la diferencia de longitudes entre barras en de una longitud de desarrollo; para las barras de la parte inferior, se tuvo en cuenta la longitud de desarrollo y la zona de confinamiento, de manera que las de abajo son de mayores longitudes.

Cuando se finaliza un tramo y el número de barras es menor al siguiente del otro tramo, se toman el número de barras del otro tramo, para mantener la continuidad del acero.

PISO 2	EJE 7		TRAMO A-B			
DISTANCIA (m)	0,25	0,8	2	2,5	3	3,55
As Sup	6,6	4,43	4,43	4,43	6,4	9,8
As Inf	4,99	4,43	4,43	4,43	4,43	4,75
Mpr sup	14,77	10,09	10,09	10,09	14,95	21,84
Mpr Inf	11,32	10,09	10,09	10,09	10,09	10,80
Vu (envolvente)	9,7	9,07	5,67	8	14	14,7
Vc =				13,25		
Vs1 =				25,73		
Vs2 =				51,45		
Vs =	-0,32	-1,16	-5,69	-2,59	5,41	6,35
d/4 o d/2 =	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50
s =	-839,70	-231,44	-47,14	-103,77	49,57	42,28
s (usar)	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50
Vpr(1)	7,69	7,69			-9,82	-9,82
Vpr(2)	-9,82	-9,82			0,00	7,69
Vu (vertical)	7,60	6,87	4,37	0,24	5,04	10,60
Ve dis	17,42	16,69			14,86	20,42
0.5*Ve dis	8,71	8,35			7,43	10,21
	Usar Vc	Usar Vc			Usar Vc	Usar Vc
Separacion s	26,91	29,81			40,90	19,20
Smax (d/4 y d/2)	11,25	11,25	22,5	22,5	11,25	11,25
S min (cm)	11,25	11,25	22,50	22,50	11,25	11,25

Tabla 41. Chequeo tramo A-B.

Gancho #8 =	40	Ld #8 =	135	Ldh #8 =	53	42,4
Gancho #7 =	35	Ld #7 =	116	Ldh #7 =	46	36,8
Gancho #6 =	30	Ld #6 =	100	Ldh #6 =	39	31,2
Gancho #5 =	25	Ld #5 =	84	Ldh #5 =	32	25,6
Gancho #4 =	20	Ld #4 =	67	Ldh #4 =	26	20,8
Gancho #3 =	15	Ld #3 =	50	Ldh #3 =	19	15,2

Tabla 42. Ganchos y longitudes de desarrollo.

PISO 2	EJE 7	TRAMO B-C					
DISTANCIA (m)	0,25	1,25	2,5	3,75	5	6,25	7,35
As Sup	13,96	5,39	4,43	4,43	4,43	4,43	13,97
As Inf	6,65	4,43	6,86	9,57	5,47	4,43	6,65
Mpr sup	29,30	12,18	10,09	10,09	10,09	10,09	29,31
Mpr Inf	14,87	10,09	15,32	20,88	12,36	10,09	14,87
Vu (envolvente)	16,45	10,02	3,62	2,83	9,71	18,8	19,4
Vc =				13,25			
Vs1 =				25,73			
Vs2 =				51,45			
Vs =	8,68	0,11	-8,43	-9,48	-0,31	11,81	12,61
d/4 o d/2 =	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50
s =	30,92	2507,03	-31,85	-28,31	-876,25	22,72	21,28
s (usar)	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	21,28
Vpr(1)	6,20	6,20				-6,20	-6,20
Vpr(2)	-6,20	-6,20				0,00	6,20
Vu (vertical)	14,15	8,56	3,16	2,59	8,28	15,67	16,40
Ve dis	20,35	14,76				21,87	22,60
0.5*Ve dis	10,18	7,38				10,94	11,30
	Usar Vc	Usar Vc				Usar Vc	Usar Vc
Separacion s	19,33	41,74				16,87	15,90
Smax (d/4 y d/	11,25	22,5	22,5	11,25	11,25	11,25	11,25
S min (cm)	11,25	22,50	22,50	11,25	11,25	11,25	11,25

Tabla 43. Chequeo tramo B-C

Gancho #8 =	40	Ld #8 =	135	Ldh #8 =	53	42,4
Gancho #7 =	35	Ld #7 =	116	Ldh #7 =	46	36,8
Gancho #6 =	30	Ld #6 =	100	Ldh #6 =	39	31,2
Gancho #5 =	25	Ld #5 =	84	Ldh #5 =	32	25,6
Gancho #4 =	20	Ld #4 =	67	Ldh #4 =	26	20,8
Gancho #3 =	15	Ld #3 =	50	Ldh #3 =	19	15,2

Tabla 44. Ganchos y longitudes de desarrollo.

PISO 2	EJE 7	TRAMO C-D				
DISTANCIA	0,25	0,8	2	2,5	3	3,55
As Sup	9,81	6,41	4,43	4,43	4,43	6,6
As Inf	4,75	4,43	4,43	4,43	4,43	5
Mpr sup	21,36	14,37	10,09	10,09	10,09	14,77
Mpr Inf	10,80	10,09	10,09	10,09	10,09	11,34
Vu (envolver)	18,6	9,50	2,59	4,37	10,27	10,8
Vc =				13,25		
Vs1 =				25,73		
Vs2 =				51,45		
Vs =	11,55	-0,59	-9,80	-7,43	0,44	1,15
d/4 o d/2 =	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50
s =	23,24	-457,77	-27,39	-36,14	609,42	233,97
s (usar)	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50	22,50
Vpr(1)	12,96	12,96				-10,95
Vpr(2)	-10,95	-10,95				0,00
Vu (vertical)	15,70	8,29	1,95	3,05	8,40	9,29
Ve dis	26,65	19,24				20,24
0.5*Ve dis	13,33	9,62				10,12
	Usar Vc	No usar Vc				Usar Vc
Separacion s	12,04	10,46				19,53
Smax (d/4 y	11,25	11,25	22,5	22,5	11,25	11,25
S min (cm)	11,25	10,46	22,50	22,50	11,25	11,25

Tabla 45. Chequeo tramo C-D

Gancho #8 =	40	Ld #8 =	135	Ldh #8 =	53	42,4
Gancho #7 =	35	Ld #7 =	116	Ldh #7 =	46	36,8
Gancho #6 =	30	Ld #6 =	100	Ldh #6 =	39	31,2
Gancho #5 =	25	Ld #5 =	84	Ldh #5 =	32	25,6
Gancho #4 =	20	Ld #4 =	67	Ldh #4 =	26	20,8
Gancho #3 =	15	Ld #3 =	50	Ldh #3 =	19	15,2

Tabla 46. Ganchos y longitudes de desarrollo.

SELECCIÓN DE PANTALLAS A DISEÑAR:

Sabemos que el momento de diseñar, es importante conocer y agrupar estos elementos en varios tipos y realizar el diseño para cada uno de estos, en nuestro caso, contamos con 2 tipos de pantallas que se han agrupado según sus longitudes. De igual manera cabe resaltar que el análisis y chequeo de estas se realizará para la pantalla más crítica de cada tipo, al hacer esto, estaremos asegurando un cumplimiento de los criterios para el resto de las pantallas.

PARAMETROS DE DISEÑO:

Para el diseño y análisis de estas dos pantallas seleccionadas, se lleva a cabo un proceso de 6 chequeos (chequeo geométrico, chequeo de elementos estructurales, chequeo del ancho del muro, chequeo de refuerzos de acero, chequeo de cortante, chequeo de esfuerzos y chequeo de diseño.) para identificar su comportamiento y lograr satisfacer las 5 fuerzas a las que estos elementos estructurales se ven

sometidos como lo son: la fuerza axial, fuerza a cortante longitudinal y transversal y momento longitudinal y transversal.

Chequeo Geométrico:

Según la NSR 10 existen ciertos criterios dimensionales para la clasificación de estos muros para así mismo poder conocer el tipo de estructura que son y realizar un diseño acorde a su comportamiento. En la tabla 47 podremos ver estos criterios:

Criterios	Lw/bw <= 2,5	2,5 < Lw/bw <=6	Lw/bw >6
hw/Lw < 2	Pantalla	Pantalla	Pantalla
hw/Lw >=2	Columna	Pantalla con estribos adicionales	Pantalla

Tabla 47. Criterios geométricos de pantallas.

Chequeo Ancho del muro:

Como se había mencionado en l parte introductoria, el espesor mínimo según la normativa es de 10 cm, por lo que, si el chequeo a continuación es menor a 10 cm, automáticamente diseñamos con 10 cm y no con el espesor que calculamos.

$$b_{min} = \frac{hw}{25}$$

Chequeo de refuerzo de acero:

En este chequeo definimos la cuantía mínima para las pantallas seleccionadas, si en caso dado, queremos usar una menor y que de igual manera se ajuste eficientemente a la estructura, se debe de cumplir con la siguiente expresión:

Nota: Cabe recordar que, si este criterio no se cumple, automáticamente trabajamos con una cuantía mínima de 0,0025 tanto longitudinal como transversal tal y como lo establece la norma.

$$Vu \leq 0,083 * Acv * \sqrt{f'c}$$

Donde:

Vu = Es la cortante longitudinal del muro.

f' c = Resistencia a la compresión del concreto, en este caso es de 24.5Mpa.

Acv = Es el área transversal del muro (bw*Lw).

Posterior a esto verificamos la cantidad de mallas de acero a utilizar, por lo general son dos o más, a menos de que se cumpla con el siguiente criterio, el cual podría determinar otra cantidad menor de mallas a utilizar:

$$Vu \leq 0,17 * Acv * \sqrt{f^c}$$

Donde:

Vu = Es la cortante longitudinal del muro.

f^c = Resistencia a la compresión del concreto, en este caso es de 24.5Mpa.

Acv = Es el área transversal del muro ($bw * Lw$).

Al realizar este chequeo, continuamos con estimar la cantidad de barras y el tipo de barras a utilizar en el refuerzo, la cantidad resultante se divide en 2 para así saber la cantidad de barras a poner a lado izquierdo y derecho del muro. Esta cantidad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\# \text{ de barras} = Acv * \frac{\rho}{Ab}$$

Donde:

Acv = área transversal del muro.

ρ = Cuantía de acero del muro.

Ab = área de la barra o varilla.

La separación horizontal y vertical entre las barras se calcula mediante 2 expresiones, dependiendo si cuando realizamos el chequeo de elementos estructurales de borde, identificamos que nuestra estructura necesitaba o no necesitaba de estos elementos. Para la separación horizontal entre barras de muros sin elementos de borde se calculará mediante la expresión #1 y para la separación entre barras de muros con elementos de borde se calculará mediante la expresión #2

$$Shorizontal = \frac{Lw - 2 * e - db}{\# \text{ de barras} - 1}$$

Expresión 1. Separación horizontal.

$$Shorizontal = \frac{Lw - 2 * e - db - Lmax}{\# \text{ de barras} - 1}$$

Expresión 2. Separación horizontal con elementos de borde.

Donde el d_b es el diámetro de la barra y L_{max} es la longitud máxima del elemento de borde que acompañara a la pantalla. La norma establece criterios claros para todo este proceso de diseño, para este punto del diseño, las separaciones, tanto horizontales como verticales no deben de superar los 450mm o $3 \cdot b_w$. El cálculo de la separación vertical se estima mediante la siguiente expresión:

$$S_{vertical} = \frac{A_b \cdot 2}{b_w \cdot \rho}$$

Chequeo de elementos de borde:

Una de las maneras para chequear la existencia y diseño de los elementos de borde es según el valor de profundidad del eje neutro C, este valor nos lo proporciona ETABS al momento de arrojar los resultados del diseño uniforme de acero para las pantallas seleccionadas.

Esta tabla de resultados también nos sirve para identificar si necesitamos de elementos de borde o no, pues el software cuando detecta la necesidad de estos elementos arroja una sección adicional con información de los elementos de borde en la parte baja de la tabla de resultados. Recordemos para el chequeo que:

$$C \geq \frac{L_w}{6,3}$$

Otra manera de chequear los elementos de borde es según los esfuerzos, pues esto prevé que el concreto explote o que la estructura falle, esto se debe verificar de la siguiente manera:

$$0,2 \cdot f_c \leq \frac{p_u}{A_g} + M_u \cdot \frac{L_w}{I_g} \cdot 2$$

Donde:

p_u es la carga axial del elemento.

A_g es el área transversal del muro = A_{cv} .

M_u es el momento longitudinal del elemento.

I_g es la inercia del Área transversal del muro.

La longitud máxima de estos elementos de borde se determina de la siguiente manera:

$$L_{max} = \max (C 2 / C - 0,1 * Lw)$$

Los estribos son arte fundamental e innegociable para el refuerzo de acero de estos elementos estructurales y para cumplimientos de la norma es necesario establecer sus separaciones transversales y longitudinales, expresadas mediante las siguientes expresiones respectivamente:

$$hx = \min (36; \frac{2}{3} * bw)$$

$$S = \min (\frac{bw}{3}; 6db; 10 + \frac{35,5 - hx}{75}; 15)$$

Es importante que se debe definir la cantidad de ramas de estribos que necesita el elemento de borde, donde A_{sh} es el acero necesario con estribos, bc es la dimensión en la cual se distribuirán los estribos (restándole el recubrimiento), A_g es el área transversal del elemento de borde y A_{ch} es la sección transversal del elemento de borde dentro de los estribos (sin el recubrimiento). Esta cantidad de ramas de estribos se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_{sh} = 0,09 * S * bc * f_c * \frac{1}{f_{yt}} \geq 0,3 * S * bc * f_c * \frac{1}{f_{yt}} * (\frac{A_g}{A_{ch}} - 1)$$

$$Ramas = \frac{A_{sh}}{0,71}$$

También es importante calcular la cantidad de barras para una cuantía para una columna de 0,01 de la siguiente manera:

$$Cantidad\ de\ barras = A_g * \frac{\rho}{Ab}$$

Chequeo de cortante:

Como parte final de los chequeos establecidos por la norma, nos encontramos al chequeo por cortante, una de los más fundamentales e imprescindibles ya que debemos encontrar la cortante a la que se está sometiendo la pantalla tanto transversal como longitudinalmente, lo cual nos definirá el comportamiento de esta, recordemos que debemos verificar que esta cortante no debe superar la cortante máxima, la cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * A_{cv} * (\alpha c * \sqrt{f'_c} + \rho t * f_y)$$

Donde:

ϕ es coeficiente de reducción (igual a 0.75 para cortante longitudinal y 0.6 para cortante trasversal).

A_{cv} es el área transversal de muro.

αc es un coeficiente que varía según la relación h_w/L_w :

Si $h_w/L_w \leq 1,5$ entonces $\alpha c = 0,25$

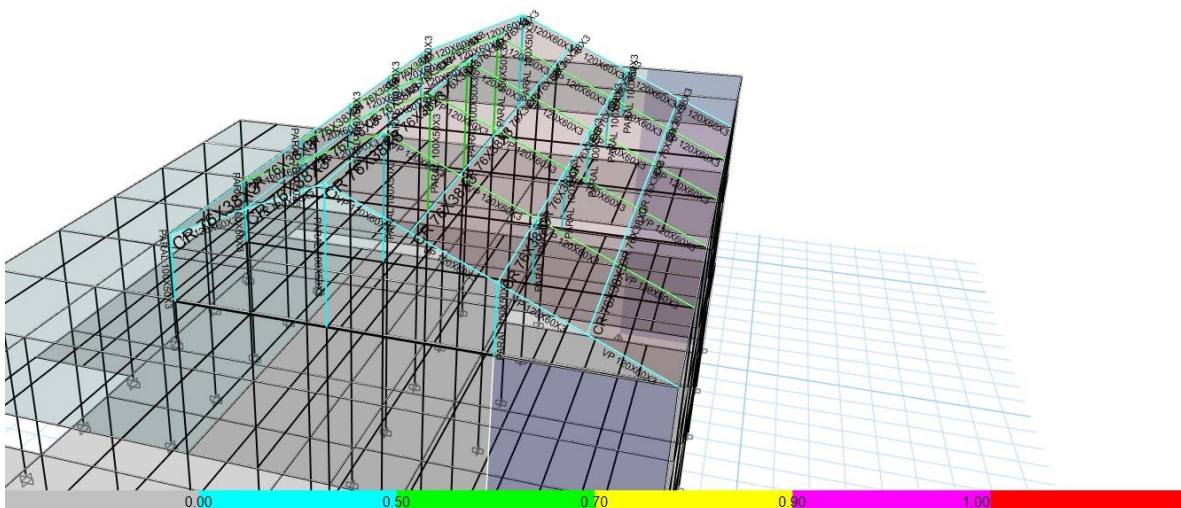
Si $h_w/L_w \geq 2$ entonces $\alpha c = 0,17$

ρt es la cuantía definida para el muro.

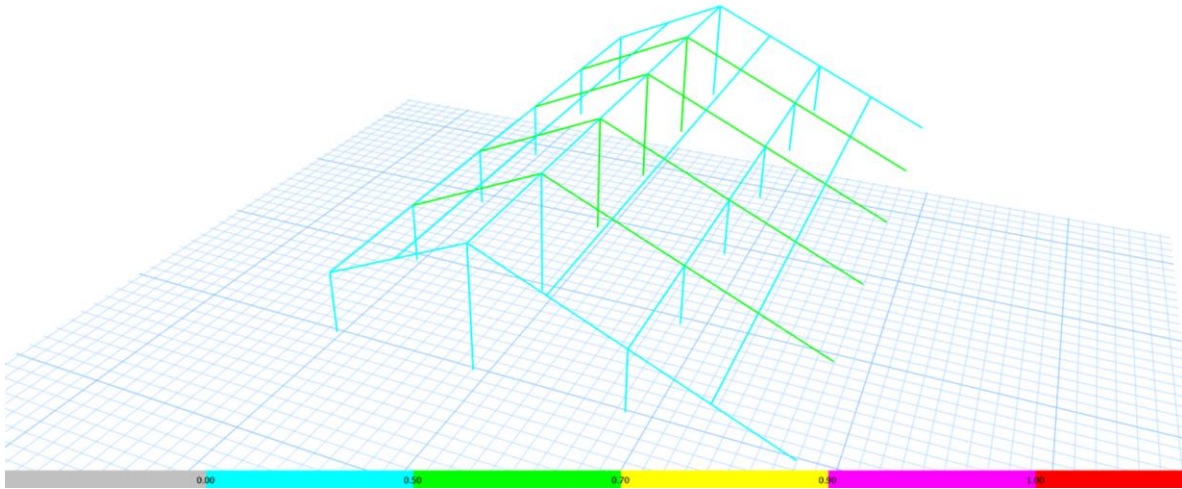
Nota: Si la relación h_w/L_w esta entre 1,5 y entonces se realiza un proceso de interpolación.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CUBIERTAS – Resultados finales.

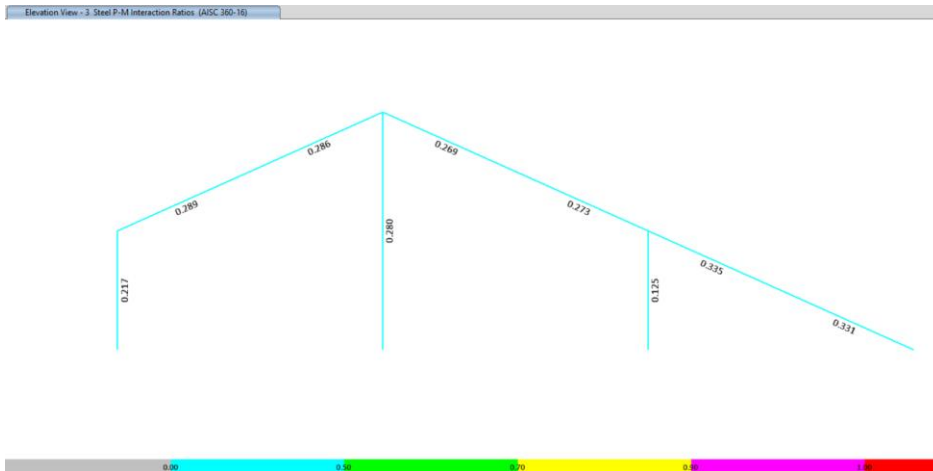
EDIFICIO 2.



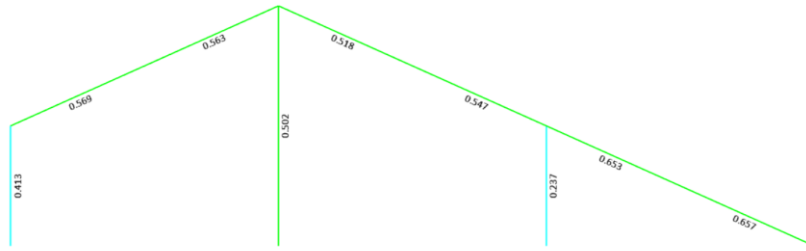
Diseño estructural: Se realizo considerando solo carga muerta + carga viva mayoradas según las combinaciones para cargas gravitacionales descritas en el titulo B de la NSR-10.



ELEVACIONES



Elevation View - 4 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)



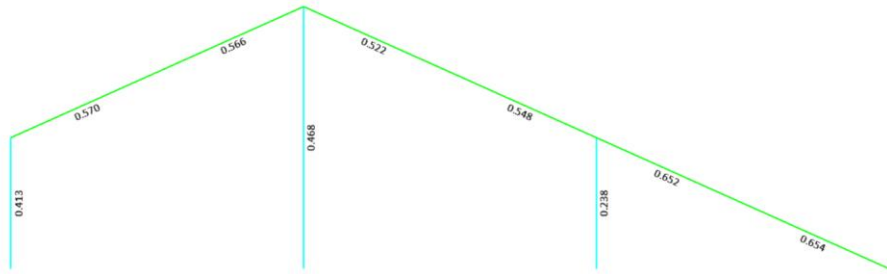
Elevation View - 5 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)



Elevation View - 6 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)



Elevation View - 7 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)



Elevation View - 8 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)

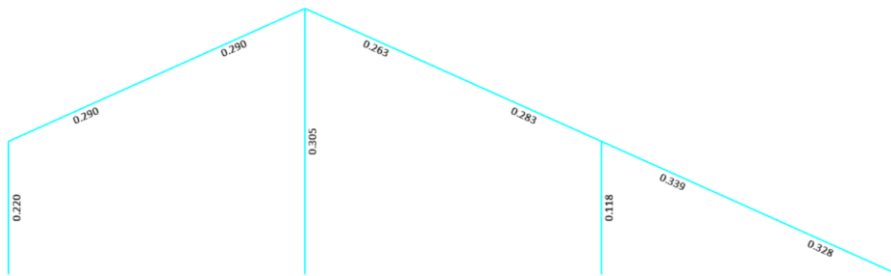


TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16

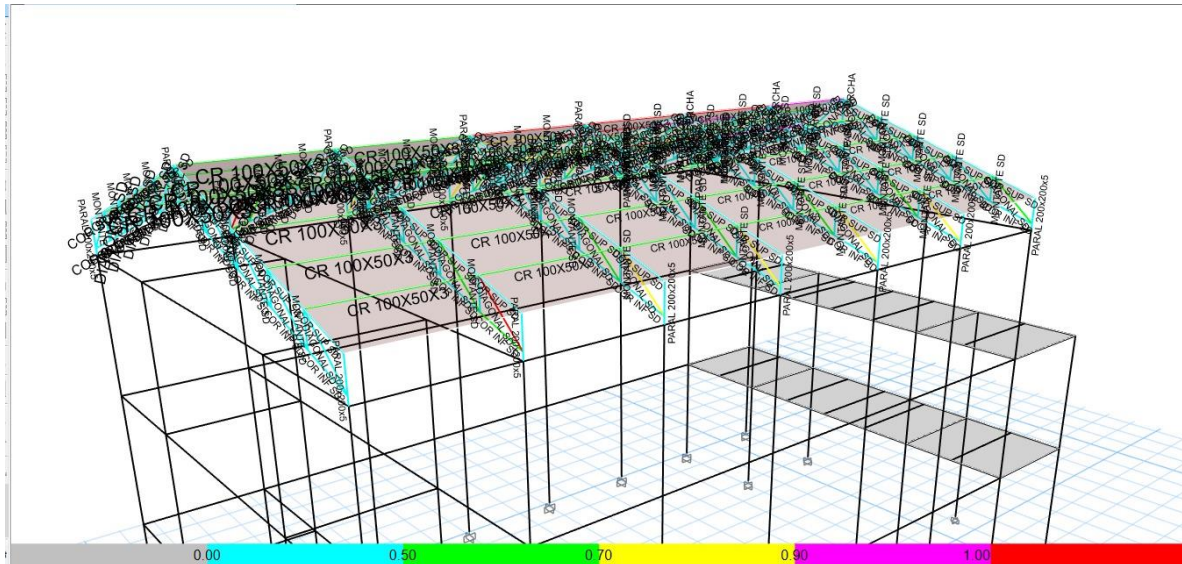
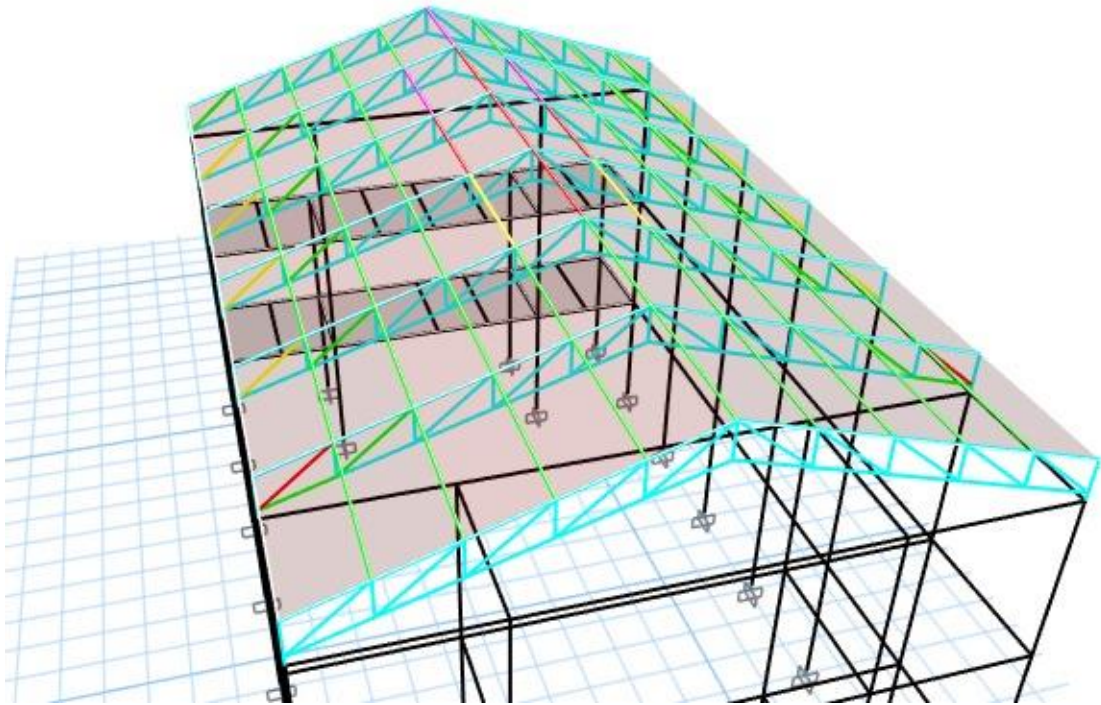
Story	Label	Design Type	Design Section	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
CUMBRERA	C25	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.22	0.019
CUMBRERA	C26	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.305	0.281
CUMBRERA	C29	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.118	0.041
CUMBRERA	C37	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.413	0.038
CUMBRERA	C38	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.468	0.428
CUMBRERA	C39	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.238	0.08

CUMBRERA	C40	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.416	0.038
CUMBRERA	C41	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.504	0.465
CUMBRERA	C42	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.238	0.08
CUMBRERA	C43	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.413	0.038
CUMBRERA	C44	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.502	0.463
CUMBRERA	C45	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.237	0.08
CUMBRERA	C46	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.416	0.038
CUMBRERA	C57	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.508	0.468
CUMBRERA	C58	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.238	0.08
CUMBRERA	C59	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.217	0.019
CUMBRERA	C60	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.28	0.261
CUMBRERA	C61	Column	PARAL 100X50X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.125	0.041
CUMBRERA	B69	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.046	0.024
CUMBRERA	B70	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.031
CUMBRERA	B71	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.033	0.011
CUMBRERA	B72	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.03	0.008
CUMBRERA	B73	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.028	0.006
CUMBRERA	B5	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.024	0.002
CUMBRERA	B6	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.026	0.004
CUMBRERA	B7	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.025	0.004
CUMBRERA	B8	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.024	0.003
CUMBRERA	B9	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.001
CUMBRERA	B10	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.0004098
CUMBRERA	B11	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.001
CUMBRERA	B12	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.001
CUMBRERA	B13	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.001
CUMBRERA	B14	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.0004934

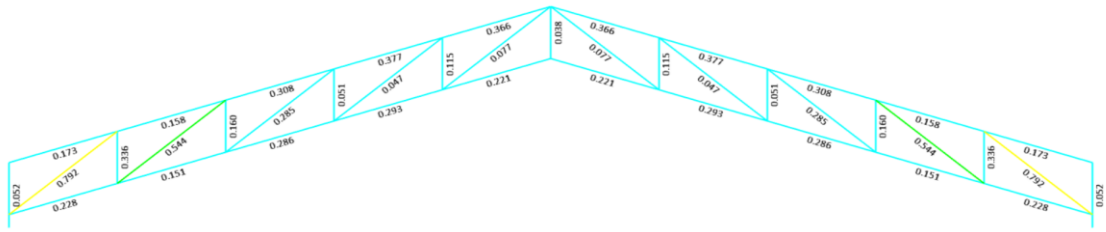
CUMBRERA	B15	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.022	0.000191
CUMBRERA	B57	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.025	0.003
CUMBRERA	B58	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.028	0.006
CUMBRERA	B59	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.023	0.0004631
CUMBRERA	B60	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0
CUMBRERA	B61	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0.0001668
CUMBRERA	B89	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0.0003071
CUMBRERA	B90	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0
CUMBRERA	B91	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0.0003275
CUMBRERA	B100	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0
PARAL	B102	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.023	0.0004149
PARAL	B103	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0.0001195
PARAL	B105	Beam	CR 76X38X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.023	0.001
PARAL	B106	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.022	0.0001057
PARAL	B108	Beam	CR 76X38X3	(T)	0.023	0.0003194
CUMBRERA	D5	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.29	0.003
CUMBRERA	D6	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.29	0.003
CUMBRERA	D8	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.339	0.003
CUMBRERA	D9	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.283	0.001
CUMBRERA	D10	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.263	0.004
CUMBRERA	D11	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.57	0.008
CUMBRERA	D12	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.566	0.003
CUMBRERA	D14	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.652	0.0004854
CUMBRERA	D15	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.548	0.01
CUMBRERA	D16	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.522	0.003
CUMBRERA	D17	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.57	0.007
CUMBRERA	D18	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.563	0.0004752

CUMBRERA	D20	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.654	0.002
CUMBRERA	D21	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.548	0.009
CUMBRERA	D22	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.445	0.0001066
CUMBRERA	D22	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(T)	0.518	0
CUMBRERA	D23	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.569	0.007
CUMBRERA	D24	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.563	0
CUMBRERA	D26	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.653	0.001
CUMBRERA	D27	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.547	0.008
CUMBRERA	D28	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.518	0.0003076
CUMBRERA	D29	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.57	0.006
CUMBRERA	D30	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.564	0.0004255
CUMBRERA	D32	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.653	0.002
CUMBRERA	D33	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.547	0.008
CUMBRERA	D34	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.445	0
CUMBRERA	D34	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(T)	0.518	0
CUMBRERA	D35	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.289	0.003
CUMBRERA	D36	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.286	0.001
CUMBRERA	D38	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.335	0.003
CUMBRERA	D39	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.273	0.0002418
CUMBRERA	D40	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.269	0.002
PARAL	D7	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.328	0.001
PARAL	D13	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.654	0.007
PARAL	D19	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.657	0.01
PARAL	D25	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.657	0.01
PARAL	D31	Brace	VP 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.657	0.009
PARAL	D37	Brace	VP 120X60X3	(T)	0.331	0.002

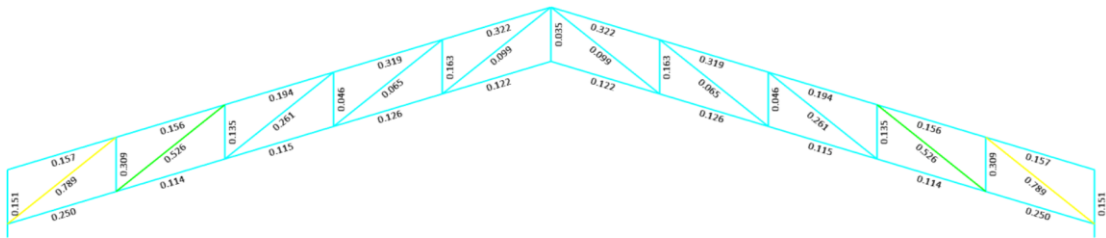
EDIFICIO 1.



Elevation View - 4 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)



Elevation View - 3 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)



Elevation View - 2 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-16)

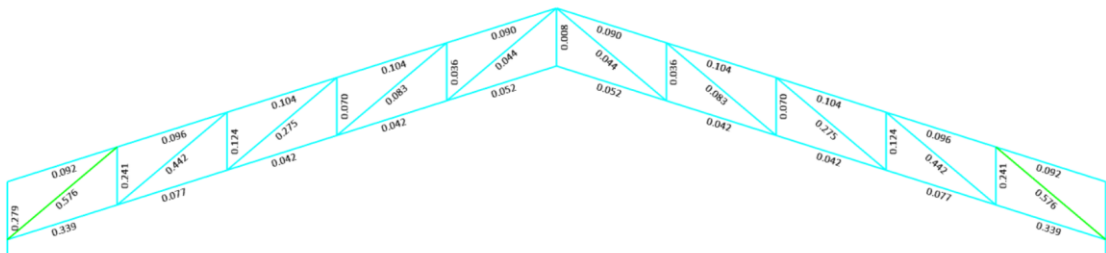


TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16					
Story	Label	Design Section	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
CUMBRERA	D53	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.93	0.779
CUMBRERA	D62	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.93	0.779
CUMBRERA	D83	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.792	0.733
CUMBRERA	D92	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.792	0.733
CUMBRERA	D73	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.792	0.731
CUMBRERA	D82	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.792	0.731
CUMBRERA	D63	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.821	0.718
CUMBRERA	D72	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.821	0.718
CUMBRERA	D93	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.789	0.702
CUMBRERA	D102	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.789	0.702
CUMBRERA	D54	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.62	0.564
CUMBRERA	D61	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.62	0.564
CUMBRERA	D84	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.544	0.509
CUMBRERA	D91	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.544	0.509
CUMBRERA	D74	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.539	0.506
CUMBRERA	D81	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.539	0.506
CUMBRERA	D64	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.543	0.495
CUMBRERA	D71	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.543	0.495
CUMBRERA	B25	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.849	0.494
CUMBRERA	D94	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.526	0.478
CUMBRERA	D101	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.526	0.478
CUMBRERA	D103	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.576	0.476
CUMBRERA	D112	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.576	0.476
CUMBRERA	D104	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.442	0.362

CUMBRERA	D111	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.442	0.362
CUMBRERA	D55	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.332	0.302
CUMBRERA	D60	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.332	0.302
CUMBRERA	D43	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.36	0.291
CUMBRERA	D52	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.36	0.291
CUMBRERA	B283	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.366	0.29
CUMBRERA	B288	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.366	0.29
CUMBRERA	B261	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.37	0.289
CUMBRERA	B266	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.37	0.289
CUMBRERA	B282	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.377	0.289
CUMBRERA	B287	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.377	0.289
CUMBRERA	B260	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.376	0.287
CUMBRERA	B265	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.376	0.287
CUMBRERA	B33	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.633	0.269
CUMBRERA	B35	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.633	0.269
CUMBRERA	B34	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.621	0.266
CUMBRERA	D85	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.285	0.25
CUMBRERA	D90	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.285	0.25
CUMBRERA	D75	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.281	0.247
CUMBRERA	D80	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.281	0.247
CUMBRERA	B323	COR INF SD	(T)	0.286	0.244
CUMBRERA	B328	COR INF SD	(T)	0.286	0.244
CUMBRERA	B324	COR INF SD	(T)	0.293	0.243
CUMBRERA	B329	COR INF SD	(T)	0.293	0.243
CUMBRERA	B313	COR INF SD	(T)	0.283	0.242
CUMBRERA	B318	COR INF SD	(T)	0.283	0.242
CUMBRERA	B314	COR INF SD	(T)	0.291	0.241

CUMBRERA	B319	COR INF SD	(T)	0.291	0.241
CUMBRERA	D65	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.275	0.236
CUMBRERA	D70	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.275	0.236
CUMBRERA	B281	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.308	0.233
CUMBRERA	B286	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.308	0.233
CUMBRERA	B204	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.319	0.231
CUMBRERA	B209	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.319	0.231
CUMBRERA	B259	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.306	0.231
CUMBRERA	B264	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.306	0.231
CUMBRERA	B52	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.582	0.227
CUMBRERA	B205	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.322	0.223
CUMBRERA	B210	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.322	0.223
CUMBRERA	B234	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.305	0.219
CUMBRERA	B239	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.305	0.219
CUMBRERA	B42	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.583	0.219
CUMBRERA	B43	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.573	0.219
CUMBRERA	B44	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.583	0.219
CUMBRERA	D95	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.261	0.219
CUMBRERA	D100	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.261	0.219
CUMBRERA	D105	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.275	0.219
CUMBRERA	D110	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.275	0.219
PARAL	B182	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.503	0.217
PARAL	B191	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.503	0.217
CUMBRERA	B235	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.309	0.212
CUMBRERA	B240	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.309	0.212
CUMBRERA	B325	COR INF SD	(T)	0.221	0.2
CUMBRERA	B330	COR INF SD	(T)	0.221	0.2

CUMBRERA	B24	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.508	0.1
CUMBRERA	B26	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.508	0.1
CUMBRERA	B322	COR INF SD	(T)	0.151	0.1
CUMBRERA	B327	COR INF SD	(T)	0.151	0.1
CUMBRERA	B244	COR INF SD	(T)	0.152	0.099
CUMBRERA	B315	COR INF SD	(T)	0.146	0.099
CUMBRERA	B317	COR INF SD	(T)	0.152	0.099
CUMBRERA	B320	COR INF SD	(T)	0.146	0.099
CUMBRERA	C11	MONTANTE SD	(T)	0.345	0.098
CUMBRERA	C19	MONTANTE SD	(T)	0.345	0.098
CUMBRERA	B203	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.194	0.095
CUMBRERA	B208	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.194	0.095
CUMBRERA	B233	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.191	0.092
CUMBRERA	B238	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.191	0.092
CUMBRERA	C97	MONTANTE SD	(T)	0.336	0.091
CUMBRERA	C132	MONTANTE SD	(T)	0.336	0.091
CUMBRERA	C53	MONTANTE SD	(T)	0.331	0.09
CUMBRERA	C96	MONTANTE SD	(T)	0.331	0.09
CUMBRERA	C20	MONTANTE SD	(T)	0.318	0.088
CUMBRERA	C52	MONTANTE SD	(T)	0.318	0.088
CUMBRERA	C133	MONTANTE SD	(T)	0.309	0.085
CUMBRERA	C141	MONTANTE SD	(T)	0.309	0.085
CUMBRERA	D44	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.136	0.084
CUMBRERA	D51	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.136	0.084
PARAL	B341	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.339	0.076
PARAL	B346	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.339	0.076
CUMBRERA	B333	COR INF SD	(T)	0.115	0.075

CUMBRERA	B338	COR INF SD	(T)	0.115	0.075
CUMBRERA	B334	COR INF SD	(T)	0.126	0.072
CUMBRERA	B339	COR INF SD	(T)	0.126	0.072
CUMBRERA	B225	COR INF SD	(T)	0.107	0.07
CUMBRERA	B230	COR INF SD	(T)	0.107	0.07
CUMBRERA	B280	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.158	0.069
CUMBRERA	B285	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.158	0.069
CUMBRERA	B226	COR INF SD	(T)	0.121	0.069
CUMBRERA	B241	COR INF SD	(T)	0.121	0.069
CUMBRERA	B258	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.159	0.068
CUMBRERA	B263	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.159	0.068
CUMBRERA	C142	MONTANTE SD	(T)	0.241	0.064
CUMBRERA	C150	MONTANTE SD	(T)	0.241	0.064
CUMBRERA	C136	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.163	0.059
CUMBRERA	C138	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.163	0.059
CUMBRERA	C12	MONTANTE SD	(T)	0.143	0.058
CUMBRERA	C18	MONTANTE SD	(T)	0.143	0.058
CUMBRERA	B194	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.138	0.057
CUMBRERA	B199	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.138	0.057
CUMBRERA	C24	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.15	0.055
CUMBRERA	C49	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.15	0.055
CUMBRERA	B332	COR INF SD	(T)	0.114	0.055
CUMBRERA	B337	COR INF SD	(T)	0.114	0.055
CUMBRERA	B202	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.156	0.054
CUMBRERA	B207	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.156	0.054
CUMBRERA	B30	CR 120X60X3	(T)	0.462	0.054
CUMBRERA	B36	CR 120X60X3	(T)	0.462	0.054

PARAL	B243	COR INF SD	(T)	0.233	0.054
PARAL	B316	COR INF SD	(T)	0.233	0.054
PARAL	B321	COR INF SD	(T)	0.228	0.054
PARAL	B326	COR INF SD	(T)	0.228	0.054
CUMBRERA	D97	DIAGONAL SD	(T)	0.099	0.054
CUMBRERA	D98	DIAGONAL SD	(T)	0.099	0.054
CUMBRERA	C60	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.117	0.053
CUMBRERA	C93	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.117	0.053
CUMBRERA	C100	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.115	0.053
CUMBRERA	C129	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.115	0.053
CUMBRERA	B232	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.16	0.053
CUMBRERA	B237	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.16	0.053
CUMBRERA	B190	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.14	0.051
CUMBRERA	B198	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.14	0.051
CUMBRERA	D67	DIAGONAL SD	(T)	0.097	0.051
CUMBRERA	D68	DIAGONAL SD	(T)	0.097	0.051
CUMBRERA	C4	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.161	0.05
CUMBRERA	C7	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.161	0.05
CUMBRERA	B224	COR INF SD	(T)	0.113	0.049
CUMBRERA	B229	COR INF SD	(T)	0.113	0.049
CUMBRERA	D77	DIAGONAL SD	(T)	0.078	0.049
CUMBRERA	D78	DIAGONAL SD	(T)	0.078	0.049
CUMBRERA	D87	DIAGONAL SD	(T)	0.077	0.049
CUMBRERA	D88	DIAGONAL SD	(T)	0.077	0.049
CUMBRERA	C98	MONTANTE SD	(T)	0.16	0.048
CUMBRERA	C131	MONTANTE SD	(T)	0.16	0.048
CUMBRERA	B335	COR INF SD	(T)	0.122	0.048

CUMBRERA	B340	COR INF SD	(T)	0.122	0.048
CUMBRERA	C58	MONTANTE SD	(T)	0.156	0.047
CUMBRERA	C95	MONTANTE SD	(T)	0.156	0.047
CUMBRERA	B227	COR INF SD	(T)	0.118	0.046
CUMBRERA	B242	COR INF SD	(T)	0.118	0.046
CUMBRERA	D47	DIAGONAL SD	(T)	0.085	0.046
CUMBRERA	D48	DIAGONAL SD	(T)	0.085	0.046
CUMBRERA	C21	MONTANTE SD	(T)	0.138	0.045
CUMBRERA	C51	MONTANTE SD	(T)	0.138	0.045
CUMBRERA	B195	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.159	0.044
CUMBRERA	B200	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.159	0.044
CUMBRERA	C143	MONTANTE SD	(T)	0.124	0.043
CUMBRERA	C149	MONTANTE SD	(T)	0.124	0.043
CUMBRERA	B176	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.09	0.043
CUMBRERA	B181	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.09	0.043
CUMBRERA	B39	CR 120X60X3	(T)	0.452	0.043
CUMBRERA	B45	CR 120X60X3	(T)	0.452	0.043
CUMBRERA	B184	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.093	0.043
CUMBRERA	B192	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.093	0.043
CUMBRERA	C134	MONTANTE SD	(T)	0.135	0.042
CUMBRERA	C140	MONTANTE SD	(T)	0.135	0.042
CUMBRERA	C14	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.123	0.041
CUMBRERA	C16	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.123	0.041
PARAL	C27	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.422	0.041
PARAL	C30	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.422	0.041
CUMBRERA	B15	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.45	0.041
CUMBRERA	B17	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.45	0.041

CUMBRERA	D106	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.083	0.041
CUMBRERA	D109	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.083	0.041
CUMBRERA	B175	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.079	0.039
CUMBRERA	B180	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.079	0.039
CUMBRERA	B21	CR 120X60X3	(T)	0.447	0.039
CUMBRERA	B27	CR 120X60X3	(T)	0.447	0.039
CUMBRERA	D57	DIAGONAL SD	(T)	0.08	0.038
CUMBRERA	D58	DIAGONAL SD	(T)	0.08	0.038
CUMBRERA	B156	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.111	0.037
CUMBRERA	B161	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.111	0.037
CUMBRERA	B177	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.152	0.036
CUMBRERA	B183	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.152	0.036
CUMBRERA	B51	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.443	0.035
CUMBRERA	B53	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.443	0.035
CUMBRERA	B342	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.077	0.034
CUMBRERA	B347	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.077	0.034
CUMBRERA	C1	MONTANTE SD	(T)	0.144	0.03
CUMBRERA	C10	MONTANTE SD	(T)	0.144	0.03
CUMBRERA	C61	PARAL CERCHA	(T)	0.037	0.03
CUMBRERA	C101	PARAL CERCHA	(T)	0.038	0.03
PARAL	C31	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.176	0.027
PARAL	C37	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.176	0.027
PARAL	C34	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.151	0.026
PARAL	C35	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.279	0.026
PARAL	C40	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.151	0.026
PARAL	C41	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.279	0.026
CUMBRERA	B213	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.104	0.026

CUMBRERA	B214	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.104	0.026
CUMBRERA	B218	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.104	0.026
CUMBRERA	B219	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.104	0.026
CUMBRERA	B189	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.102	0.025
CUMBRERA	B222	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.102	0.025
CUMBRERA	B185	COR SUP SD	(T)	0.144	0.024
CUMBRERA	B196	COR SUP SD	(T)	0.144	0.024
CUMBRERA	D56	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.059	0.024
CUMBRERA	D59	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.059	0.024
CUMBRERA	B188	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.117	0.023
CUMBRERA	B197	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.117	0.023
CUMBRERA	C3	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.062	0.022
CUMBRERA	C8	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.062	0.022
PARAL	C32	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.022
PARAL	C33	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.022
PARAL	C38	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.022
PARAL	C39	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.022
CUMBRERA	B174	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.067	0.022
CUMBRERA	B179	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.067	0.022
CUMBRERA	D46	DIAGONAL SD	(T)	0.055	0.022
CUMBRERA	D49	DIAGONAL SD	(T)	0.055	0.022
CUMBRERA	B31	CR 120X60X3	(T)	0.43	0.021
CUMBRERA	B37	CR 120X60X3	(T)	0.43	0.021
PARAL	B130	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.152	0.021
PARAL	B138	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.152	0.021
CUMBRERA	B40	CR 120X60X3	(T)	0.427	0.018
CUMBRERA	B46	CR 120X60X3	(T)	0.427	0.018

CUMBRERA	C144	MONTANTE SD	(T)	0.07	0.017
CUMBRERA	C148	MONTANTE SD	(T)	0.07	0.017
CUMBRERA	B215	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.09	0.017
CUMBRERA	B220	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.09	0.017
CUMBRERA	B22	CR 120X60X3	(T)	0.425	0.017
CUMBRERA	B28	CR 120X60X3	(T)	0.425	0.017
CUMBRERA	B48	CR 120X60X3	(T)	0.426	0.017
CUMBRERA	B54	CR 120X60X3	(T)	0.426	0.017
CUMBRERA	B211	COR SUP SD	(T)	0.092	0.016
CUMBRERA	B216	COR SUP SD	(T)	0.092	0.016
CUMBRERA	C137	PARAL CERCHA	(T)	0.035	0.015
CUMBRERA	B16	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.414	0.015
CUMBRERA	D45	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.054	0.015
CUMBRERA	D50	DIAGONAL SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.054	0.015
CUMBRERA	C47	PARAL CERCHA	(T)	0.034	0.014
PARAL	C5	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.122	0.014
PARAL	C23	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(C)	0.122	0.014
CUMBRERA	B12	CR 120X60X3	(T)	0.423	0.014
CUMBRERA	B18	CR 120X60X3	(T)	0.423	0.014
CUMBRERA	B5	CR 120X60X3	(T)	0.412	0.013
PARAL	B331	COR INF SD	(T)	0.25	0.013
PARAL	B336	COR INF SD	(T)	0.25	0.013
CUMBRERA	B212	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.096	0.012
CUMBRERA	B217	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.096	0.012
CUMBRERA	B257	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.176	0.011
CUMBRERA	B262	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.176	0.011
CUMBRERA	B279	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.173	0.011

CUMBRERA	B284	COR SUP SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.173	0.011
CUMBRERA	B155	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.046	0.011
CUMBRERA	B159	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.046	0.011
CUMBRERA	C13	MONTANTE SD	(T)	0.051	0.01
CUMBRERA	C17	MONTANTE SD	(T)	0.051	0.01
CUMBRERA	D107	DIAGONAL SD	(T)	0.044	0.01
CUMBRERA	D108	DIAGONAL SD	(T)	0.044	0.01
CUMBRERA	C145	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.036	0.009
CUMBRERA	C147	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.036	0.009
CUMBRERA	B13	CR 120X60X3	(T)	0.417	0.009
CUMBRERA	B19	CR 120X60X3	(T)	0.417	0.009
CUMBRERA	B186	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.028	0.009
CUMBRERA	B193	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.028	0.009
CUMBRERA	B343	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.042	0.009
CUMBRERA	B348	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.042	0.009
CUMBRERA	C6	PARAL CERCHA	B.2.4-2 (G)(C)	0.02	0.008
CUMBRERA	B49	CR 120X60X3	(T)	0.416	0.008
CUMBRERA	B55	CR 120X60X3	(T)	0.416	0.008
CUMBRERA	C2	MONTANTE SD	(T)	0.037	0.007
CUMBRERA	C9	MONTANTE SD	(T)	0.037	0.007
CUMBRERA	B14	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.415	0.007
CUMBRERA	B20	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.415	0.007
CUMBRERA	D96	DIAGONAL SD	(T)	0.065	0.007
CUMBRERA	D99	DIAGONAL SD	(T)	0.065	0.007
CUMBRERA	C135	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.046	0.006
CUMBRERA	C139	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.046	0.006
CUMBRERA	B32	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.415	0.006

CUMBRERA	B38	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.415	0.006
CUMBRERA	C15	PARAL CERCHA	B.2.4-2 (G)(C)	0.016	0.005
CUMBRERA	B172	COR SUP SD	(T)	0.088	0.005
CUMBRERA	B178	COR SUP SD	(T)	0.088	0.005
CUMBRERA	B23	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.414	0.005
CUMBRERA	B29	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.414	0.005
CUMBRERA	B345	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.005
CUMBRERA	B350	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.052	0.005
PARAL	B223	COR INF SD	(T)	0.261	0.005
PARAL	B228	COR INF SD	(T)	0.261	0.005
CUMBRERA	B3	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.413	0.004
CUMBRERA	B11	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.413	0.004
CUMBRERA	D66	DIAGONAL SD	(T)	0.058	0.004
CUMBRERA	D69	DIAGONAL SD	(T)	0.058	0.004
CUMBRERA	B2	CR 120X60X3	(T)	0.412	0.003
CUMBRERA	B10	CR 120X60X3	(T)	0.412	0.003
CUMBRERA	B187	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.036	0.003
CUMBRERA	B221	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.036	0.003
CUMBRERA	C22	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.045	0.002
CUMBRERA	C50	MONTANTE SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.045	0.002
CUMBRERA	B231	COR SUP SD	(T)	0.164	0.002
CUMBRERA	B236	COR SUP SD	(T)	0.164	0.002
CUMBRERA	B154	COR INF SD	(T)	0.033	0.002
CUMBRERA	B158	COR INF SD	(T)	0.033	0.002
CUMBRERA	C99	MONTANTE SD	(T)	0.051	0.001
CUMBRERA	C130	MONTANTE SD	(T)	0.051	0.001
CUMBRERA	C146	PARAL CERCHA	B.2.4-2 (G)(C)	0.008	0.001

PARAL	C27	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(T)	0.341	0.001
PARAL	C30	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(T)	0.341	0.001
PARAL	C35	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(T)	0.236	0.001
PARAL	C41	PARAL 200x200x5	B.2.4-2 (G)(T)	0.236	0.001
CUMBRERA	B50	CR 120X60X3	(T)	0.409	0.001
CUMBRERA	B56	CR 120X60X3	(T)	0.409	0.001
CUMBRERA	B153	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.033	0.001
CUMBRERA	B157	COR INF SD	B.2.4-2 (G)(C)	0.033	0.001
CUMBRERA	B344	COR INF SD	(T)	0.042	0.001
CUMBRERA	B349	COR INF SD	(T)	0.042	0.001
CUMBRERA	D76	DIAGONAL SD	(T)	0.047	0.001
CUMBRERA	D79	DIAGONAL SD	(T)	0.047	0.001
CUMBRERA	D86	DIAGONAL SD	(T)	0.047	0.001
CUMBRERA	D89	DIAGONAL SD	(T)	0.047	0.001
CUMBRERA	B4	CR 120X60X3	(T)	0.409	0.0004861
CUMBRERA	B7	CR 120X60X3	(T)	0.409	0.0004861
CUMBRERA	B41	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.409	0.0003564
CUMBRERA	B47	CR 120X60X3	B.2.4-2 (G)(C)	0.409	0.0003564
CUMBRERA	B1	CR 120X60X3	(T)	0.409	0.0003561
CUMBRERA	B9	CR 120X60X3	(T)	0.409	0.0003561
CUMBRERA	B201	COR SUP SD	(T)	0.157	0.0002849
CUMBRERA	B206	COR SUP SD	(T)	0.157	0.0002849
CUMBRERA	C59	MONTANTE SD	(T)	0.047	0.000282
CUMBRERA	C94	MONTANTE SD	(T)	0.047	0.000282

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (EDIFICIO 1)

- BLOQUE DE ARCILLA DE 12X21X29 (espesor, alto y largo) CON DOVELA CELDA RELLENA CADA 90CM. DILATADA DE LA ESTRUCTURA
- COLOCAR VIGA BLOQUE EN ARCILLA DE 12 ESPESOR A MAXIMO 3 METROS DE ALTURA PARA CONFINAR LA MAMPOSTERIA // REFUERZO DE 1#4 ARRIBA Y ABAJO, GANCHO EN "S" #3@10CM

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (EDIFICIO 2)

- BLOQUE DE ARCILLA DE 12X21X29 (espesor, alto y largo) CON DOVELA CELDA RELLENA CADA 90CM. DILATADA DE LA ESTRUCTURA (**DONDE APLIQUE**)
- COLOCAR VIGA BLOQUE EN ARCILLA DE 12 ESPESOR A MAXIMO 3 METROS DE ALTURA PARA CONFINAR LA MAMPOSTERIA // REFUERZO DE 1#4 ARRIBA Y ABAJO, GANCHO EN "S" #3@10CM (**DONDE APLIQUE**)
- LAS DIVISIONES DEL INTERIOR DEL EDIFICIO SON DIVISIONES LIVIANAS EN PANEL PARA DISMINUIR SUSTANTIVAMENTE LA CARGA SOBREPUESTA DEL EDIFICIO

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS Y ADICIONALES.

- Entre el edificio 1 y el edificio 2 se recomienda dejar una dilatación sísmica de 20 cm aproximadamente para que cuando haya sismo, los edificios no aplaudan entre sí.
- Los planos en detalle, despieces y demás elementos estructurales que requieran la muestra de detalle, serán mostrados en los archivos adjuntos.

REFERENCIAS.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente -NSR 10 (2010)- Titulo A y Titulo B.