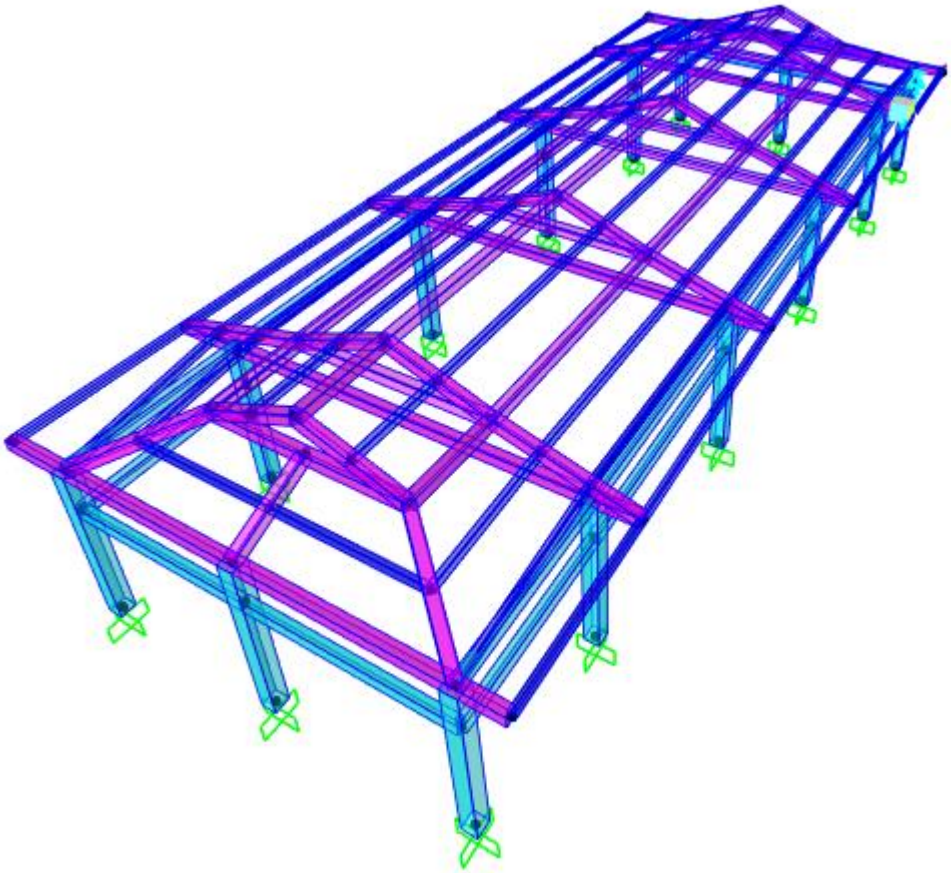
MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL.



“CONTRATAR LOS ESTUDIOS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA, ANDENES Y CERRAMIENTO CONTRA IMPACTO EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CORDOBA”

TABLA DE CONTENIDO.

1.1 Descripción del proyecto 6
1.2 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL. 7
2. PROTECCION CONTRA EL FUEGO. 8
GRUPO DE OCUPACIÓN 8
CATEGORÍA DEL RIESGO 9
3 METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO 12
4 CÓDIGOS Y NORMAS 12
4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 13
5 ESTRUCTURA DE CUBIERTA 13
5.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL. 13
5.2. solución estructural. 14
5.3. materiales 14
5.4. PREDIMENSIONAMIENTO Y EVALUACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES. 16
5.5. Análisis de carga Muerta 19
5.6. Análisis de carga Viva 20
5.7. Análisis de carga Viento 21
5.8. Análisis y diseño de correas 27
5.9. Diseño de tensores 33
5.10. DISEÑO CERCHA PRINCIPAL 35
5.11. DISEÑO DE SOLDADURAS 41
6. TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL 43
6.1. ANALISIS SISMICO 44
6.1.1. Coeficiente de aceleración pico efectiva Aa. 45
6.1.2. Coeficiente de velocidad pico efectiva Av. 45
6.1.3. Grupo de uso. 45
6.1.4. Coeficiente de Importancia I. 46
6.1.5. Tipo de perfil de suelo. 46
6.1.6. Coeficiente de amplificación Fa 46
6.1.7. Coeficiente de amplificación (Fv). 47

6.1.8. Coeficiente para calcular el periodo de la estructura (Ct). 48
6.1.9. Exponente para calcular el periodo Ta de la estructura (α). 48
7. CARACTERÍSTICA Y MATERIAL DE LA ESTRUCTURA 48
7.1. Sistema Estructural 48
7.1.1. Capacidad de disipación de energía. 49
7.1.2. Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico RO. 49
8. GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCESO DE ANÁLISIS 49
8.1. Análisis de irregularidad 49
8.1.1. Coeficiente de Irregularidad en planta ΦP. 49
8.1.2. Coeficiente de Irregularidad en altura Φ_a. 50
8.1.3. Coeficiente en ausencia de redundancia en el sistema estructural Φr 51
8.1.4. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño (R = fafpfrR0): 51
8.1.5. Periodo aproximado de la edificación Ta 51
8.1.6. Periodo de vibración TO, TC, TL 51
9. DETERMINACIÓN DE FUERZAS SISMICAS 51
9.1. Determinación espectro de aceleración 51
9.1.1. Determinación espectro de diseño reducido 51
9.1.2. Fuerzas sísmicas y factor de ajuste 51
9.2. Tabla resumen del espectro elástico de aceleración 53
9.2.1. momento torsor directo (m t") 55
9.2.2. momento accidental (mt") 56
10 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. 56
11. ANALISIS ESTRUCTURAL 58
11.1 Propiedades del material a usar 59
11.2 Estructura en tres dimensiones 60
11.3 Deformaciones de la estructura 61
11.4 Distribución de Momentos 64
11.5 Distribución de Cortantes 65
11.6 Chequeo de Derivas 66
11.6.1 Límites de las derivas 66
11.6.2 Chequeo de desplazamientos máximos: 66

9 DISEÑO ELEMENTOS SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA 67

9.1 Diseño de columnas 67

9.2 FLEXOCOMPRESIÓN BIAXIAL 69

12. Diseño de vigas de acero 80

13. Diseño de zapatas 82

14. Diseño de vigas de cimentación 86

15. Diseño de piso 88

19. NOTAS GENERALES Y RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN 89

MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL.

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE CUBIERTA EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CÓRDOBA.

LOCALIZACIÓN: **MONTERIA, CORDOBA**

Como requisito de la Norma Sismo resistente Colombiana (NSR-10), de la Ley 400 de 1997, la Ley 1229 de 2008 y Las resoluciones expedidas por la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" del Gobierno Nacional, adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, y creada por el Artículo 39 de la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, las construcciones que se lleven a cabo a partir de la entrada en vigencia de las mismas, deben diseñarse teniendo en cuenta las características sísmicas del lugar donde se va a construir, las características sísmicas de la misma edificación, las condiciones ambientales del entorno y las especificaciones de ocupación del Plan de Ordenamiento Territorial del sector.

Teniendo en cuenta estas reglamentaciones se encuentra en la fase de diseño la construcción de una cubierta destinada para el centro de comercio, industria y turismo.

A continuación, se muestra la memoria de cálculo estructural de la edificación en mención, tal como lo estipula la NSR-10 en los siguientes artículos.

A.1.5.3 - MEMORIAS - Los planos deben ir acompañados por memorias de diseño y cálculo en las cuales se describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron los diseños.

A.1.5.3.1 - Memorias estructurales - Los planos estructurales que se presenten para obtener la licencia de construcción deben ir acompañados de la memoria justificativa de cálculos, firmada por el Ingeniero que realizó el diseño estructural.

En esta memoria debe incluirse:

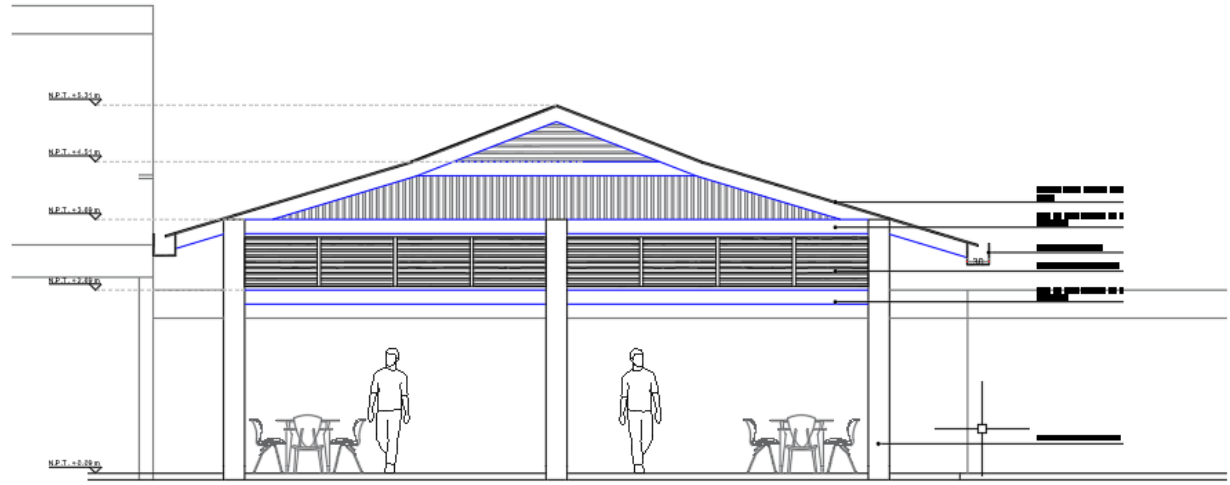
1. Descripción del sistema estructural usado.
2. Descripción claramente las cargas verticales.
3. Selección del grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica.
4. Cálculo de la fuerza sísmica.
5. Tipo de análisis estructural utilizado.
6. Verificación de que las derivas máximas no fueron excedidas.
7. Descripción de los principios bajo los cuales se realiza el modelo digital.
8. Análisis estructural y los datos de entrada al procesador automático debidamente identificados.
9. Los datos de salida, lo cuales pueden utilizarse para ilustrar los resultados.
10. Memoria explicativa de su utilización en el diseño.

A.1.5.3.2 - Memorias de otros diseños - Las justificaciones para el grado de desempeño de los elementos no estructurales deben consignarse en una memoria. Igualmente debe contarse con una memoria de las especificaciones sobre materiales, elementos estructurales, medios de ingreso y egreso y

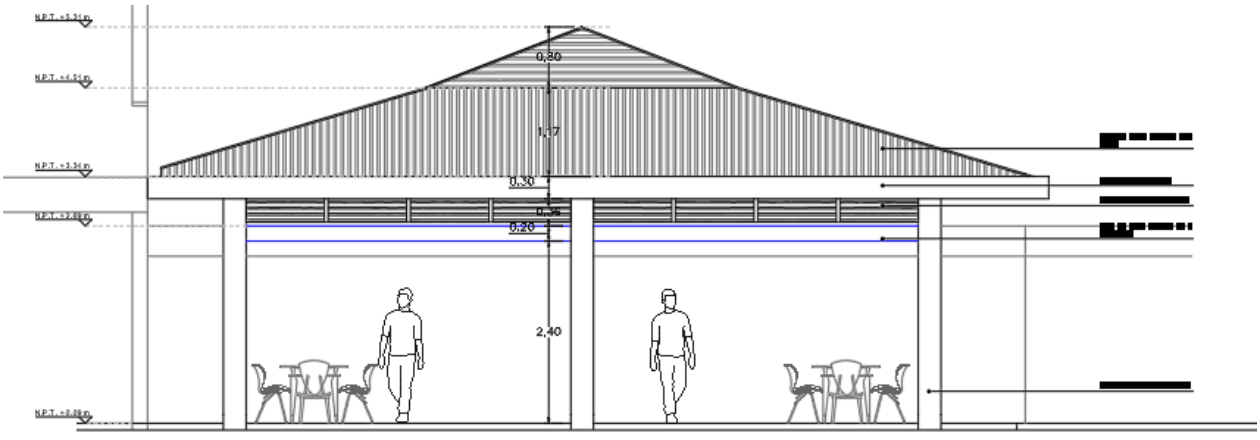
sistemas de detección y extinción de incendios relacionadas con la seguridad a la vida, de acuerdo con los Títulos J y K de este Reglamento

1.1 Descripción del proyecto

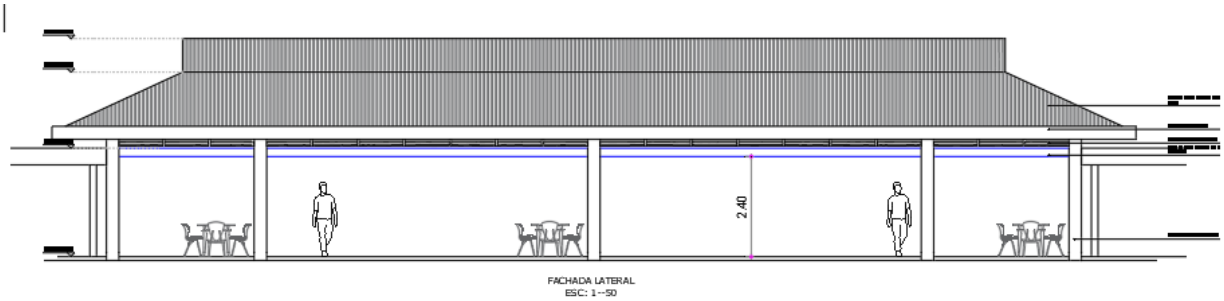
El proyecto en diseño está localizado en el Municipio de Montería, Departamento de Córdoba, consiste en la construcción de una cubierta destinada a actividades institucionales en el SENA, Centro de Comercio, Industria y Turismo de Córdoba. Está cubierta ofrecerá un espacio seguro y funcional para el desarrollo de actividades académicas y administrativas, mejorando la infraestructura del centro y brindando una solución que optimice el uso del área bajo condiciones climáticas variables. La estructura se diseñará con perfiles metálicos y cubierta STANDING SEAM 1 1/2" de altura.



CORTE TRANSVERSAL A-A'
ESC: 1--50



FACHADA FRONTAL
ESC: 1--50



1.2 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

El Sistema estructural corresponde a un tipo pórtico en concreto armado, compuesto por columnas y vigas interconectadas, formando una red de elementos rígidos.

En el caso del concreto armado, las columnas y vigas están compuestas por concreto reforzado con barras de acero. El concreto proporciona resistencia a la compresión, mientras que las barras de acero incrustadas dentro del concreto proporcionan resistencia a la tracción.

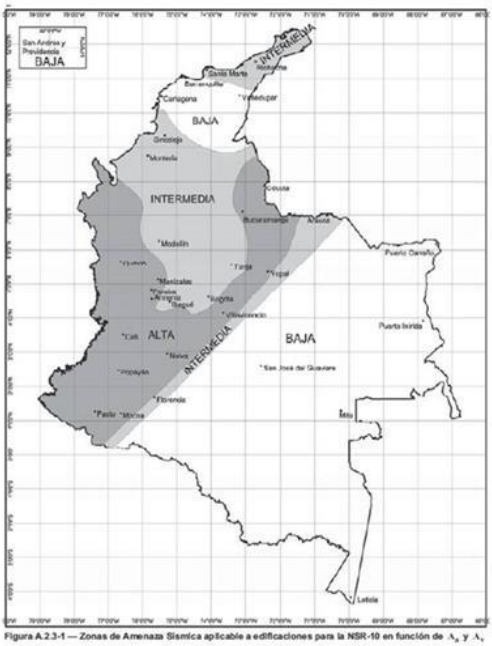
La Norma Sismo Resistente de Colombia de 2010 (NSR-10) establece los requisitos y disposiciones para el diseño y construcción de estructuras en el país, incluyendo los sistemas estructurales de concreto armado. Con base a las disposiciones planteadas por la NSR – 10, en el literal A.3.2.1.3.

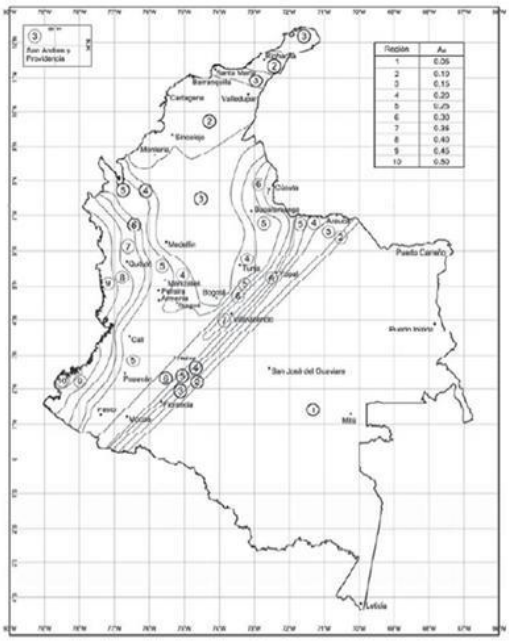
- Localización: Montería - Córdoba
- Zona de amenaza sísmica intermedia. Capacidad de Disipación De Energía dentro del rango inelástico Moderado (DMO)

Departamento de Córdoba

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Montería	23001	0.10	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Ayapel	23068	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	23079	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Canalete	23090	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Cereté	23162	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Chimá	23168	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Chinú	23182	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Ciénaga de Oro	23189	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cotorra	23300	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03

Zona de amenaza sísmica: Coeficientes de aceleración horizontal Pico efectivo





2. *PROTECCION CONTRA EL FUEGO.*

De acuerdo con lo establecido en la Norma Colombiana de Diseño Sismo resistente NSR-10, se debe cumplir con unos requisitos mínimos para la protección de las vidas y la edificación, en caso de presentarse.

J.1.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE

J.1.1.1 — Toda edificación deberá cumplir con los requisitos mínimos de protección contra incendios establecidos en el presente Capítulo, correspondientes al uso de la edificación y su grupo de ocupación, de acuerdo con la clasificación dada en J.1.1.2. En consecuencia, el propósito del Título J es el de establecer dichos requisitos con base en las siguientes premisas:

(a) Reducir en todo lo posible el riesgo de incendios en edificaciones.
(b) Evitar la propagación del fuego tanto dentro de las edificaciones como hacia estructuras aledañas.
(c) Facilitar las tareas de evacuación de los ocupantes de las edificaciones en caso de incendio.
(d) Facilitar el proceso de extinción de incendios en las edificaciones.
(e) Minimizar el riesgo de colapso de la estructura durante las labores de evacuación y extinción.

GRUPO DE OCUPACIÓN

La estructura se debe clasificar dentro de uno de los grupos establecidos en la Norma para este parámetro a cumplir.

J.1.1.2 — Para efectos de la aplicación de los requisitos que se establecen en este Título se hace necesaria la clasificación de las edificaciones por Grupos de Ocupación. Según esto se utiliza la clasificación que se presenta en el numeral K.2.1.2 de este Reglamento, cuya tabla se repite aquí para efectos ilustrativos. Para las explicaciones y detalles referentes a la clasificación de edificaciones referirse al Capítulo K.2.

Tabla J.1.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
A	**ALMACENAMIENTO**	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	**COMERCIAL**	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	**ESPECIALES**	K.2.4
F	**FABRIL E INDUSTRIAL**	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	**INSTITUCIONAL**	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

La estructura se clasifica como I-3: Educación – Institucional

En la sección del reglamento K.2.6-3, podemos encontrar esta clasificación así:

Tabla K.2.6-3
Subgrupo de ocupación institucional de educación (I-3)

Universidades
Colegios
Escuelas
Centros de educación
Academias
Jardines infantiles
Otras instituciones docentes

CATEGORÍA DEL RIESGO

La estructura se debe clasificar de acuerdo al grupo una categoría así:

J.3.3 — CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL RIESGO DE PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS O AMENAZA DE COMBUSTIÓN

J.3.3.1 — CATEGORIAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES — Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego todas las edificaciones se clasificarán, en función de los grupos de ocupación definidos en la tabla J.1.1-1, en una de las categorías de riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión que se definen a continuación.

J.3.3.1.1 — *Categoría I* — Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión. En ellas se incluyen:

(a) Grupos de Ocupación (A-1), (F-1), (I-2), (I-4), (P).
(b) Bodegas, depósitos e industrias de cualquier magnitud que manejen madera, pinturas, plásticos, algodón, combustible o explosivos de cualquier tipo.
(c) Edificios de más de 10 pisos que no cumplan con los requisitos del numeral J.3.3.1.2, literal (a).

J.3.3.1.2 — *Categoría II* — Esta categoría comprende edificaciones de riesgo intermedio, tales como:

(a) Edificios para cualquier ocupación, de más de 10 pisos, que dispongan de sistemas de alarma contra incendio, visuales y sonoros e independientes entre sí, que sean probados por lo menos cada 60 días y cuenten con rociadores de agua automáticos a satisfacción de la autoridad competente.
(b) Grupos de Ocupación (I-1), (I-3), (I-5), (C-1), (C-2), (E), (L), (M), (R-2) y (R-3). Entre otros ancianatos, bares, restaurantes, cárceles, oficinas, centros comerciales, guarderías, colegios, universidades, hoteles, museos, teatros, salas de cine y salones de reunión.

J.3.3.1.3 — *Categoría III* — Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión. Incluye:

(a) Grupos de Ocupación (R-1), edificaciones para viviendas con 10 pisos o menos.
(b) Grupos de Ocupación (A-2), (F-2) y en general bodegas y edificios industriales no comprendidos en el numeral J.3.3.1.1, literal (b).

De acuerdo al grupo I-3 al cual pertenece la estructura, el literal J.3.3.1.3, lo clasifica en la categoría II

Tabla J.3.4-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación.

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1½	1

Para nuestro caso trabajaremos con 1 hora, con este criterio revisamos las dimensiones mínimas a usar en los elementos de la edificación. Es importante aclarar que si esta está por debajo de las dimensiones estipuladas en el título F de la NSR-10, prevalecen las del título F.

- Para las columnas, dinteles y correas:

Bajo este panorama, se hace necesario la protección de la estructura mediante *Morteros ignífugos o Pintura intumescente*.

En el caso de los Morteros ignífugos, las estructuras de acero, recibe protección pasiva contra incendios utilizan morteros en base yeso o cemento.

Los morteros ignífugos crean una capa de espesor de entre 1 a 5 cm (en función de la resistencia requerida). Se utilizan en estructuras que permanecen ocultas, como vigas o columnas; y, se aplican con equipamientos de proyección neumática. Además, contienen minerales como la perlita o la vermiculita, que aportan un elevado aislamiento térmico. Entre ellos tenemos:

Mortero Perlifoc: es un producto en base yeso que está destinado a la protección pasiva contra incendios de elementos estructurales de acero (pilares, vigas y secciones huecas). Este sistema de ignifugación de edificios y naves industriales proporciona una resistencia al fuego de hasta 240 minutos (R 240). Perlifoc también se puede usar para la protección sobre elementos de forja. Temperatura crítica 350 ºC.

Mortero Perliwool: es un mortero proyectado en base seca, compuesto de lana mineral y perlita con cemento como único ligante hidráulico. Este mortero se utiliza principalmente para la protección pasiva contra incendios de elementos estructurales.

La pintura intumescente permite que los elementos metálicos queden expuestos, y así generan flexibilidad al proyecto arquitectónico. Además, es una pintura inerte a temperatura ambiente pero que reacciona cuando se expone a temperaturas superiores a 200 ºC. Lo realmente importante es que a esa temperatura se hincha y forma una espuma aislante de baja conductividad térmica.

La pintura intumescente evita que el perfil metálico alcance temperaturas críticas que comprometan su estabilidad estructural. Entre ellas tenemos:

Pintura Charflame: es una pintura en base agua, formada por un solo componente, y destinada al revestimiento de los elementos estructurales de acero en condiciones de interior o semi-exposición para su protección pasiva contra incendios. En consecuencia, la finalidad de esta

pintura es mantener la resistencia y la capacidad portante del acero estructural hasta la extinción del fuego o la evacuación del edificio.

Por estética del proyecto, se recomienda el uso de una pintura intumescente, la cual proporciona el tiempo solicitado en el requerimiento.

3 METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO

El proyecto considera un análisis lineal y elástico de las estructuras, usando para ello el Método de las Rigideces. El diseño de las estructuras de acero se ha efectuado por el Método del Factor de Carga y Resistencia (LRFD).

4 CÓDIGOS Y NORMAS

La estimación de las cargas, así como el análisis y diseño de las estructuras está basado en los siguientes códigos.

CARGAS

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10

Se entiende que todas aquellas normas a las que este código hace referencia, forman parte integral de los mismos en tanto sean aplicables a los materiales, cargas y procedimientos utilizados en el presente proyecto.

DISEÑO

- NSR-10
- AISC Specification for Structural Steel Buildings.
- Load & Resistance Factor Design, AISC 1993

4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los siguientes materiales han sido considerados en este proyecto:

- PERFILERIA CERCHA PRINCIPAL: : ASTM A500 GR C FY:3,522kg/cm2
- CORREAS : ASTM A572 GR.50 FY 3467kg/cm2
- PLATINAS : ASTM A36 GR.40 FY 2,500kg/cm2
- PERNOS ALTA RESISTENCIA : ASTM A325 GR.5 FU: 8,437kg/cm2
- ELECTRODOS E60, SEGÚN AWS A5.1 FU: 4,200kg/cm2
- TORNILLOS AUTOPERFORANTES :AISI 1022

5 ESTRUCTURA DE CUBIERTA

5.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

El sistema estructural para este proyecto es: pórticos de concreto reforzado no preesforzado, con vigas y columnas de sección rectangular con refuerzo transversal en forma de estribos cerrados. Con base a las disposiciones planteadas por la NSR – 10, en el literal A.3.2.1.3.

La Norma Sismo Resistente de Colombia de 2010 (NSR-10) establece los requisitos y **disposiciones para** el diseño y construcción de estructuras en el país, incluyendo los sistemas estructurales de concreto armado. Con base a las disposiciones planteadas por la NSR – 10, en el literal A.3.2.1.3.

Localización: Montería, Córdoba

Zona de amenaza sísmica intermedia. Capacidad de Disipación De Energía dentro del rango inelástico Moderado (DMO)

Departamento de Córdoba

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Montería	23001	0.10	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Ayapel	23068	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	23079	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Canalete	23090	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Cereté	23162	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Chimá	23168	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Chinú	23182	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04

5.2. Solución estructural.

Se concibe La cubierta como una estructura conformada por armaduras planas, las cuales se unen a correas metálicas que a su vez soportan la teja. Adicionalmente se tienen elementos de amarre como tirantes y arrostramientos para un mejor comportamiento de las armaduras y correas.

5.3. Materiales

Elementos metálicos:

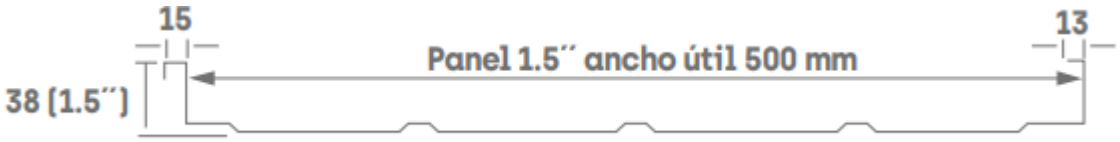
- ✓ Cerchas: perfiles tubulares.
- ✓ Correas: Perfiles livianos.
- ✓ Tirantes: barras redondas corrugadas.

Cubierta: El material para la cubierta son tejas de acero galvanizado del tipo TEJAS SIN TRASLAPO 1.50” 500mm Calibre 24 Permiten la construcción de la cubierta sin traslapos transversales, garantizado así la impermeabilidad de la cubierta y el manejo de pendientes desde el 4%. Además, puede considerarse como aislante térmico.

- ✓ Elementos de conexión.
- ✓ Conexiones de las armaduras: soldadura.
- ✓ Conexiones de las correas: soldadura.
- ✓ Conexiones de elementos de amarre: tornillos.

- ✓ Conexión a los apoyos: Platinas.

Ilustración. Teja Sin Traslapo destinada para la cubierta.



Geometría: corresponde a

- ✓ Tipo y clase de teja
- ✓ Disposición de las tejas
- ✓ Iluminación
- ✓ Ventilación.

La distribución de las correas obedece a las características de las tejas, así como a la geometría de la Cerchas, ya que son las primeras las directas receptoras de la cubierta para luego transmitir las cargas a las segundas. También por las distancias máximas a las que se requiere la posición de apoyos (correas) y voladizos máximos que puede tener la teja.

La ventilación es muy importante para permitir la regulación del calor y la humedad, así como suministrar aire.

Por otra parte, la iluminación natural afecta la geometría de la armadura ya que esta se haya influenciada por la distribución de su superficie de iluminación, y sus dimensiones vienen a estar determinadas por la intensidad de luz que requiere la edificación.

Justificación: El uso del sistema escogido puede justificarse en aspectos tales como:

- ✓ Economía
- ✓ Operabilidad
- ✓ Belleza
- ✓ Recuperabilidad
- ✓ Facilidad de construcción

- ✓ Tiempo de ejecución
- ✓ Facilidad de conservación
- ✓ Iluminación y ventilación (el uso de la obra no requiere, pues allí se desarrollan eventos deportivos, culturales, políticos, sociales, etcétera.)
- ✓ Buen comportamiento estructural.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Ventajas:

- ✓ Permite iluminación y ventilación en todo el perímetro de la edificación.
- ✓ Mejor comportamiento sísmico. La ductilidad del acero permite menos incertidumbres en los cálculos. Igualmente, el acero permite simular mejor en la realidad los tipos de apoyos supuestos en los modelos.
- ✓ Permite salvar mayores luces con secciones relativamente pequeñas y menos pesadas.
- ✓ Las correas de este proyecto tienen una configuración en "C" plana y son continuas extendiéndose a lo largo de toda la cubierta, amarrando todas las cerchas al tomar como punto de apoyo sus nudos repetidos, por lo que este tipo de correas que ofrecen una buena rigidez a la cubierta.
- ✓ Los arrostramientos ayudan a rigidizar o disminuir la esbeltez de las correas en su plano más débil de la flexión.

Desventajas:

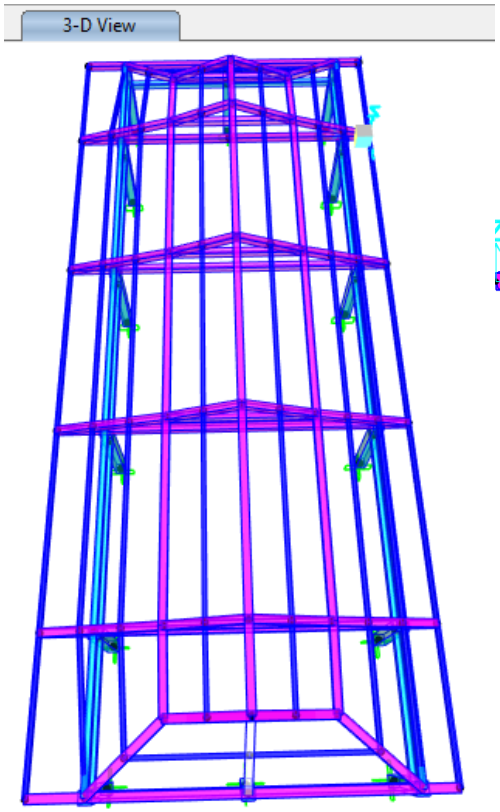
- ✓ Vulnerabilidad al ataque de la corrosión. La consecuencia, mayor frecuencia en el mantenimiento de la estructura.
- ✓ El montaje de la estructura requiere de cuidados especiales que eviten la deformación de la cercha.

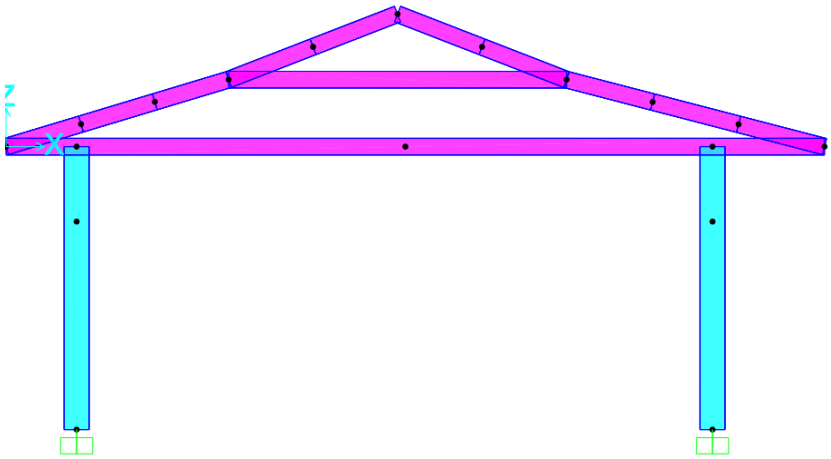
5.4.PREDIMENSIONAMIENTO Y EVALUACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES.

DATOS GENERALES.

1	**TIPO:**	CERCHA SEGÚN DISEÑO
2	**LUZ LIBRE:**	11.35
3	**AGUAS:**	2 AGUA
4	**USO:**	CUBIERTA EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CÓRDOBA.
5	**MATERIAL DE LA CERCHA:**	ACERO ESTRUCTURAL
6	**TIPO DE CUBIERTA:**	TEJA ARQUITECTONICA SIN TRASLAPO CALIBRE 24
	7.1	PESO PROMEDIO POR UNIDAD DE SUPERFICIE: **30.11KG/M**

ESQUEMATIZACIÓN.





Se dispondrán los elementos verticales de la cercha cada 1.50m. De tal forma que se garantice el apoyo adecuado.

5.5.Análisis de carga Muerta

Tabla B.3.4.1-1
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso

Componente	*Carga (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Se prevé el uso de cielo raso. 50 Kg/m2

DESCRIPCIÓN	CARGA	UND
Peso correas	45.00	Kg/m^2
Peso de la cubierta tipo arquitectónica	10.00	Kg/m^2
Instalaciones eléctricas	15.00	Kg/m^2
Redes	20.00	Kg/m^2
Varios	10.00	Kg/m^2
Cielo raso en yeso	50.00	Kg/m^2
TOTAL, CARGA MUERTA	150.00	Kg/m^2

5.6.Análisis de carga Viva

Tabla B.4.2.1-2
Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta	*Carga uniforme* (kN/m^2) m^2 de área en planta	*Carga uniforme* (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5.00	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.50	50

Nota-1 — La carga viva de la cubierta no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando esta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

Para los pórticos, la carga viva corresponde a la carga viva para la cubierta, ya que esta tiene más de 15° de inclinación NSR-10 en la tabla B.4.2.1-2 $\boldsymbol{L = 0.35\ \frac{KN}{m^2} = 0.035\ \frac{Ton}{m^2}}$

5.7.Análisis de carga Viento

Para la determinación de estas cargas se hará uso del método que aplique de acuerdo a lo estipulado en el numeral B.6.1.1 de la NSR – 10.

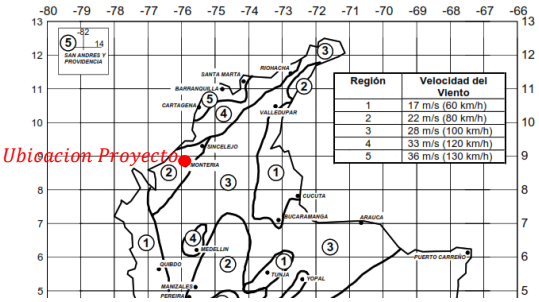
CALCULO DE FUERZAS DE VIENTO SOBRE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO ANALITICO (NSR -10 B.6.5)

CHEQUEO DE CONDICIONES PARA APLICAR EL METODO ANALITICO (NSR-10 B.6.5.1)

a) El edificio sea de forma regular como se define en la sección B.6.2. — **SI**

b) Las características de respuesta del edificio sean tales que el mismo no esté sujeto a cargas por viento a través de él, a generación de vórtices, a inestabilidad por golpeteo o aleteo, y no esté ubicado en un sitio en el que se puedan presentar efectos de canalización o sacudimiento por la estela de obstrucciones en barlovento, que obliguen a consideraciones especiales. — **SI**

ESTE METODO SI APLICA A LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO



VELOCIDAD DE VIENTO BASICA (NSR -10 B.6.5.4)

Región en la que se encuentra la estructura (ver mapa): **2**

Velocidad del viento Básico: **80** km/hr.

Factor de Dirección de Viento, Kd (NSR -10 B.6.5.6.6)

TIPO DE ESTRUCTURA: Edificios: Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento Y Componentes y Recubrimientos

Factor de Dirección de Viento, Kd : Kd = 0.85

* El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con las combinaciones de carga especificadas. Este factor debe usarse cuando se usen las combinaciones B.2.3 y B.2.4 correspondientes.

FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

Grupo de Uso: **iii**

Región propensa a huracanes? **NO**

Factor de Importancia: **1.25**

EXPOSICIÓN

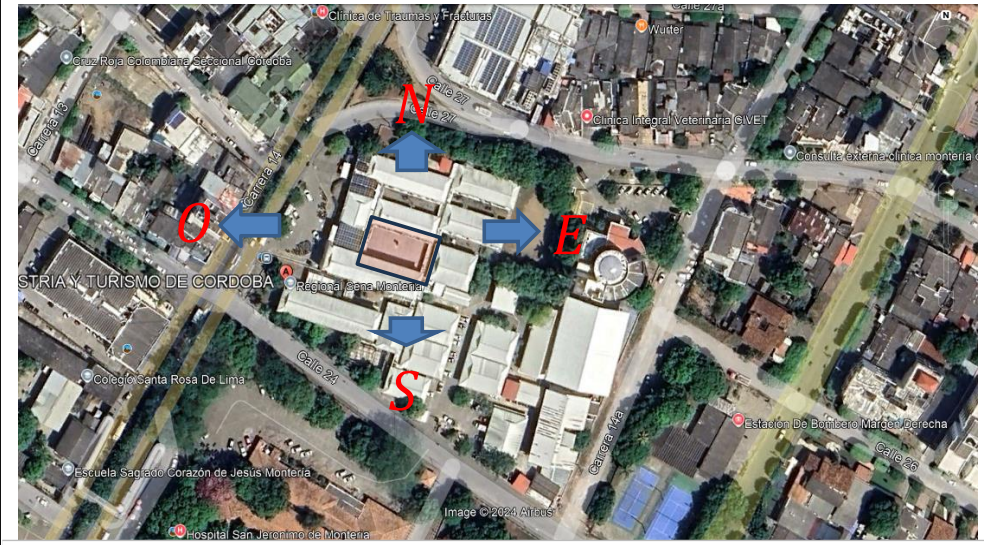


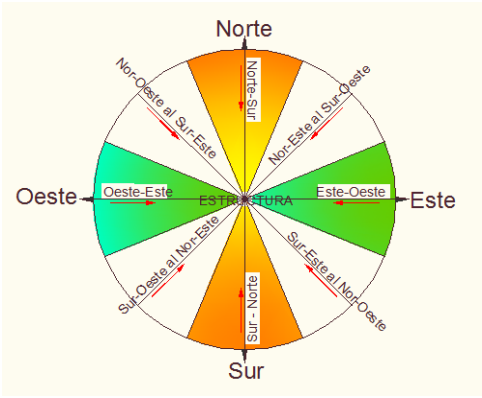
figura 2. Esquema general rugosidad del terreno en el área de influencia del proyecto. Imagen extraída de GOOGLE EARTH

Dirección del viento escogida para el diseño: **NORTE - SUR** ↓ **RUGOSIDAD B**

Dirección Sector 1: ↘

del NOR-OESTE al SUR-ESTE

RUGOSIDAD B



Dirección Sector 2: ↙

del NOR-ESTE al SUR-OESTE

RUGOSIDAD B

CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN SUGERIDA:	EXPOSICION B
CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN ESCOGIDA:	**EXPOSICION B**

Coeficiente de Exposición de Presión por velocidad, Kz ó Kh (NSR -10 B.6.5.6.6)

Altura sobre el terreno de la estructura (m): hz = 5.2 m

α :	7	Zg (m):	365.80

CASO: I y 2

Kz= 0.60

EFECTOS TOPOGRÁFICOS

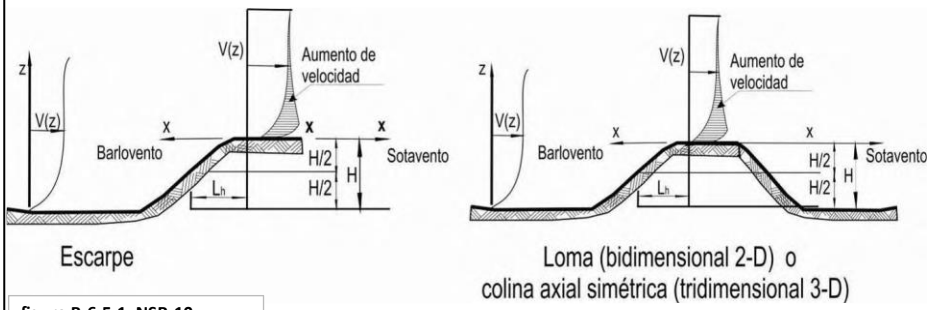


figura B.6.5-1. NSR-10.

CHEQUEO EFECTOS TOPOGRAFICOS SOBRE LA ESTRUCTURA:

a)	La colina, o escarpe está aislada y sin obstrucciones en barlovento, por otros accidentes topográficos de altura cercana a 100 veces su altura (100H) o 3 km, la que sea menor? (La distancia se debe medir horizontalmente del punto desde el cual la altura H de la loma, colina o escarpe se mide.)	NO
b)	La colina, o escarpe sobresale por encima del terreno viento arriba por un factor de 2 o más, dentro de un radio de 3 km?	NO
c)	La estructura esté localizada en la mitad superior de la colina o cerca de la cresta del escarpe, como se muestra en la fig. B.6.5-1?	SI
d)	H / Lh ≥ 0.2 ? H= 1 m. Lh= 1 m. H / Lh = 1	NO
e)	H es mayor o igual a 4.5 m para la Exposición C y D y 18 m para la Exposición B.?	NO

CALCULO DE LOS COEFICIENTES K1, K2 y K3:

FORMA DE LA COLINA?: Lomas bidimensionales (2D)o valles con H negativa en K1 / (H/Lh)

COEFICIENTE K1:	**K1 =**	**1.30**			
	X (m.)=	**13.50**	COEFICIENTE μ :	HACIA SOTAVENTO O DESDE LA CRESTA	**1.5**
COEFICIENTE K2:	**K2 =**	**-8.00**			
	Z (m)=	**5.20**	COEFICIENTE ϒ :	**3**	
COEFICIENTE K3:	**K3 =**	**0.00**			

FACTOR TOPOGRÁFICO (Kzt = (1+K1*K2*K3)^2)= Kzt = 0.999996508

FACTOR DE EFECTO RÁFAGA

Para la estructura en estudio se aplicará lo contenido en el numeral 8.6.5.8.1 y se tomará un factor Ráfaga de 0.85

G =	0.85

CLASIFICACION DE LOS CERRAMIENTOS

Se clasificará el cerramiento de la estructura en el lado de mayor exposición, tal como se definió en el 1.4 de la presente memoria de cálculo.
En el presente estudio se tomará como cerramiento de mayor exposición la fachada principal:

FACHADA PRINCIPAL:

Area total cerramiento de mayor exposición, Ag=	5.35	m2	10%Ag =	0.54 m2
Area libre del cerramiento de mayor exposición, Ao=	30.15	m2	Ao / Ag =	564%

La estructura se clasifica como un edificio abierto

FACHADA LATERAL DERECHA (OESTE):

Area total cerramiento, Agi=	25.00	m2	10%Ag =	2.5 m2
Area libre del cerramiento Aoi=	64.10	m2	Ao / Ag =	256%

La estructura se clasifica como un edificio abierto

FACHADA LATERAL DERECHA (ESTE):

Area total cerramiento, Agi=	25.00	m2	10%Ag =	2.5 m2
Area libre del cerramiento Aoi=	148.00	m2	Ao / Ag =	592%

La estructura se clasifica como un edificio abierto

FACHADA LATERAL DERECHA (SUR):

Area total cerramiento, Agi=	5.35	m2	10%Ag =	0.54 m2
Area libre del cerramiento Aoi=	30.15	m2	Ao / Ag =	564%

La estructura se clasifica como un edificio abierto

Σ Aoi=	272.40 m2	110%Ag =	300 m2
Σ Agi=	55.35 m2	Σ Aoi/Σ Agi=	4.92

Condición 1 (Ao > 1.10 Aoi):	*Ao > 1.10 Aoi; La estructura se considera un edificio parcialmente cerrado*
Condición 2 (Ao > 0,37m2):	*Ao > 0,37m2; La estructura se considera como un edificio parcialmente cerrado*
Condición 3 (Aoi/Agi<=0,20):	*Chequear si el edificio clasifica como abierto o cerrado*

LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO SE CONSIDERA COMO UN EDIFICIO : ABIERTO

PRESION POR VELOCIDAD

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ en } (N/m^2);\ V \text{ en m/s}$$

Donde K_d es el factor de dirección de viento definido en la sección B.6.5.4.4, K_z es coeficiente de exposición de presión por velocidad definido en la sección B.6.5.6.6, K_{zt} es el factor topográfico definido en la sección B.6.5.7.2 y q_h es la presión por velocidad calculada usando la ecuación B.6.5-13 a la altura media de la cubierta, h.

El coeficiente numérico 0.613 se usará siempre que no haya suficientes registros climáticos para justificar la selección de otro valor.

Kz=	0.60	Kzt =	0.999997	Kd =	0.85	V =	22	m/s

q z =	0.613x 0.6x 1x 0.85x (22)^2=	150.361394	N/m2 =	0.15	KN/m2 =	15.04	Kg /m2

COEFICIENTE DE PRESION Y FUERZA

COEFICIENTE DE PRESION INTERNA GCpi

CLASIFICACION DEL CERRAMIENTO:

	ABIERTO
Gcpi =	0
Gcpi =	0.00

Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

FIGURA B.6.5-2 NSR 10

Notas:

1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies internas, respectivamente.
2. Los valores de GC_{pi} deberán ser utilizados con q_z y q_h según se especifica en B.6.5.12.
3. se deberían considerar dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica para la condición apropiada:
   (i) Un valor positivo de GC_{pi} aplicado sobre todas las superficies internas.
   (ii) Un valor negativo de GC_{pi} aplicado sobre todas las superficies internas

Factor de Reducción para edificios de gran volumen, Ri

Para la estructura en estudio si aplica este factor debido a que la sección interna del polideportivo es abierta.

$$R_i = 1.0 \text{ o } R_i = 0.5\left(1+\frac{1}{\sqrt{1+\frac{V_i}{11000A_{og}}}}\right) \le 1.0 \qquad \text{(B.6.5-14)}$$

Donde:

A_{og} = área total de aberturas en el cerramiento del edificio (paredes y cubiertas, en m^2)
V_i = volumen interno sin particiones, en m^3

Aog =	302.55	m2	Vi =	22527.80	m3

Ri = 0.993299045

COEFICIENTE DE PRESION Y FUERZA INTERNOS REDUCIDOS:

COEFICIENTE DE PRESION Y FUERZA INTERNOS REDUCIDOS:

Gcpi =	0.000
Gcpi =	0.000

COEFICIENTE DE PRESION EXTERNA Cp

Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento

h = 5.2 m.	L = 24 m.	h/L = 0.22

Angulo inclinación de la cubierta en Barlovento: 17 °

Angulo inclinación de la cubierta en Sotavento: 15 °

Valores de Cp escogidos:

	BARLOVENTO:		SOTAVENTO	
Cp	-1.62	-2.4	1.86296296	2.36

Los coeficientes de presión externa para los compenentes y revestimientos del edificio se determinarán con el procedimiento establecido en el numeral B.6.5.11.2.2 de la NSR - 10

Debido a que el edificio en estudio es de un solo nivel y con una altura hz de <=9m. , no se requiere la consdirecaión de los efectos torsionales generados por la presión del viento.

FUERZAS DE VIENTO DE DISEÑO

TENIENDO EN CUENTA QUE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO CUMPLE CON LAS CONDICIONES DEFINIDAS EN LA SECCION B.6.2 DE LA NSR-10, SE DETERMINARÁN LAS FUERZAS DE DISEÑO DE VIENTO SEGÚN EL NUMERAL B.6.5.12.2.2 — Edificios Bajos — DE LA NSR - 10.

B.6.5.12.2.2 — *Edificios Bajos* — Alternativamente, las presiones de viento de diseño para el SPRFV en edificios bajos se determinarán mediante la ecuación:

$$p = q_h\left[(GC_{pf})-(GC_{pi})\right] \text{ en } (N/m^2) \qquad \text{(B.6.5-16)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura media de la cubierta, h usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3

GC_{pf} = coeficientes de presión externa de la Fig. B.6.5-7

GC_{pi} = coeficientes de presión interna de la Fig. B.6.5-2

	CARGAS - COMBINACION 1		CARGAS - COMBINACION 2		CARGAS - COMBINACION 3		CARGAS - COMBINACION 4	
	(kg/m2)	KN/m2	(Kg/m2)	KN/m2	(Kg/m2)	KN/m2	(Kg/m2)	KN/m2
BARLOVENTO	-24.39	**-0.24**	-24.39	**-0.24**	-36.70	**-0.37**	-36.70	**-0.37**
SOTAVENTO	28.01	**0.28**	-28.01	**-0.28**	35.53	**0.36**	35.53	**0.36**

Todas las cargas de viento están por debajo de la mínima que es +-0.4Kn/m2 por lo cual se diseñara con +-0.4kn/m2 FALTA NORMA DE SUSTENTO

5.8. Análisis y diseño de correas

Las correas reciben directamente la carga del material de la cubierta para transmitirlas a las cerchas a través de los nudos, se diseñarán como una viga con celosía donde la carga se dispondrá uniformemente distribuida.

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

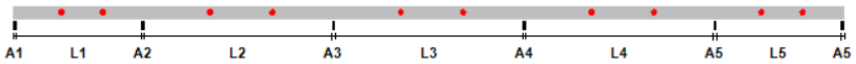
Ingeniero: _____ Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

PHR C con atiesador 160 x 60 x 20 (2.50 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.50 m con arriostramiento cada L/3.

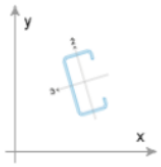
SECCION LONGITUDINAL



L1	3.55 m
L2	5.35 m
L3	5.35 m
L4	5.35 m
L5	3.55 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m
A3	0.10 m
A4	0.10 m
A5	0.10 m
A6	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	150.00 Kgf/m²
Peso propio correa	5.97 Kgf/m
Carga viva	50.00 Kgf/m²
Carga granizo	0.00 Kgf/m²
Viento compresión (Perpendicular)	0.00 Kgf/m²
Viento succión (Perpendicular)	0.00 Kgf/m²
Pendiente sección transversal	17° = 30.5730%

SECCION TRANSVERSAL





L = 1.50 m

Norma: Reglamento Colombiano NSR - 10. Pag. 1

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Kgf.m)	1182.5135	269.7340	1114.2319	265.6673
Calculado (Kgf.m)	966.3479	32.0644	966.3479	33.7694

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Kgf)	7029.3320	4308.0586
Calculado (Kgf)	1061.4955	105.0898

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0202	0.0000
Calculado (m)	0.0034	0.0000

Norma: Reglamento Colombiano NSR - 10. Pag. 2

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

Norma: Reglamento Colombiano NSR - 10. Pag. 3

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

REACCIONES - EJES GLOBALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	271.6152
Viva de Cub.	0.0000	88.1993
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	-69.3165	380.2613
Comb. 2	-67.4529	370.0379
Comb. 3	-59.4142	325.9383
Comb. 4	-85.1382	467.0572
Comb. 5	-59.4142	325.9383
Comb. 6	-85.1382	467.0572
Comb. 7	-59.4142	325.9383
Comb. 8	-67.4529	370.0379
Comb. 9	-59.4142	325.9383
Comb. 10	-67.4529	370.0379
Comb. 11	-59.4142	325.9383
Comb. 12	-44.5606	244.4537
Comb. 13	-44.5606	244.4537

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	1099.4106
Viva de Cub.	0.0000	357.0024
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	-314.4942	1539.1749
Comb. 2	-306.0390	1497.7941
Comb. 3	-269.5665	1319.2930
Comb. 4	-386.2786	1890.4968
Comb. 5	-269.5665	1319.2930
Comb. 6	-386.2786	1890.4968
Comb. 7	-269.5665	1319.2930
Comb. 8	-306.0390	1497.7941
Comb. 9	-269.5665	1319.2930
Comb. 10	-306.0390	1497.7941
Comb. 11	-269.5665	1319.2930
Comb. 12	-202.1748	989.4696
Comb. 13	-202.1748	989.4696

APOYO 3		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	1203.1793
Viva de Cub.	0.0000	390.6984
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	-335.0310	1684.4510
Comb. 2	-326.0236	1639.1644
Comb. 3	-287.1694	1443.8153
Comb. 4	-411.5029	2068.9329
Comb. 5	-287.1694	1443.8153
Comb. 6	-411.5029	2068.9329
Comb. 7	-287.1694	1443.8153
Comb. 8	-326.0236	1639.1644
Comb. 9	-287.1694	1443.8153
Comb. 10	-326.0236	1639.1644
Comb. 11	-287.1694	1443.8153
Comb. 12	-215.3770	1082.8613
Comb. 13	-215.3770	1082.8613

APOYO 4		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	1203.1794
Viva de Cub.	0.0000	390.6984
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	-335.0310	1684.4513
Comb. 2	-326.0237	1639.1647
Comb. 3	-287.1694	1443.8154
Comb. 4	-411.5030	2068.9329
Comb. 5	-287.1694	1443.8154
Comb. 6	-411.5030	2068.9329
Comb. 7	-287.1694	1443.8154
Comb. 8	-326.0237	1639.1647
Comb. 9	-287.1694	1443.8154
Comb. 10	-326.0237	1639.1647
Comb. 11	-287.1694	1443.8154
Comb. 12	-215.3771	1082.8615
Comb. 13	-215.3771	1082.8615

APOYO 5		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	1099.4104
Viva de Cub.	0.0000	357.0024
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	-314.4941	1539.1746
Comb. 2	-306.0389	1497.7938
Comb. 3	-269.5664	1319.2926
Comb. 4	-386.2784	1890.4965
Comb. 5	-269.5664	1319.2926
Comb. 6	-386.2784	1890.4965
Comb. 7	-269.5664	1319.2926
Comb. 8	-306.0389	1497.7938
Comb. 9	-269.5664	1319.2926
Comb. 10	-306.0389	1497.7938
Comb. 11	-269.5664	1319.2926
Comb. 12	-202.1748	989.4694
Comb. 13	-202.1748	989.4694

APOYO 6		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	271.6151
Viva de Cub.	0.0000	88.1993
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	-69.3164	380.2610
Comb. 2	-67.4528	370.0377
Comb. 3	-59.4141	325.9381
Comb. 4	-85.1381	467.0569
Comb. 5	-59.4141	325.9381
Comb. 6	-85.1381	467.0569
Comb. 7	-59.4141	325.9381
Comb. 8	-67.4528	370.0377
Comb. 9	-59.4141	325.9381
Comb. 10	-67.4528	370.0377
Comb. 11	-59.4141	325.9381
Comb. 12	-44.5606	244.4535
Comb. 13	-44.5606	244.4535

Norma: Reglamento Colombiano NSR - 10. Pag. 4

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO*

APOYO 1				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	32.0642	274.2228	9.7656E-07	-5.8594E-05
Viva de Cub.	10.4120	89.0461	2.4414E-07	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	44.8899	383.9119	1.3672E-06	-8.2031E-05
Comb. 2	43.6831	373.5904	1.2939E-06	-7.0312E-05
Comb. 3	38.4771	329.0674	1.1719E-06	-7.0312E-05
Comb. 4	55.1362	471.5410	1.5625E-06	-7.0312E-05
Comb. 5	38.4771	329.0674	1.1719E-06	-7.0312E-05
Comb. 6	55.1362	471.5410	1.5625E-06	-7.0312E-05
Comb. 7	38.4771	329.0674	1.1719E-06	-7.0312E-05
Comb. 8	43.6831	373.5904	1.2939E-06	-7.0312E-05
Comb. 9	38.4771	329.0674	1.1719E-06	-7.0312E-05
Comb. 10	43.6831	373.5904	1.2939E-06	-7.0312E-05
Comb. 11	38.4771	329.0674	1.1719E-06	-7.0312E-05
Comb. 12	28.8578	246.8005	8.7891E-07	-5.2734E-05
Comb. 13	28.8578	246.8005	8.7891E-07	-5.2734E-05

APOYO 2				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	106.6135	1117.0497	14.5906	-470.3893
Viva de Cub.	34.6197	362.7302	4.7379	-152.7456
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	149.2589	1563.8695	20.4269	-658.5450
Comb. 2	145.2460	1521.8247	19.8777	-640.8400
Comb. 3	127.9362	1340.4597	17.5088	-564.4672
Comb. 4	183.3277	1920.8280	25.0894	-808.8602
Comb. 5	127.9362	1340.4597	17.5088	-564.4672
Comb. 6	183.3277	1920.8280	25.0894	-808.8602
Comb. 7	127.9362	1340.4597	17.5088	-564.4672
Comb. 8	145.2460	1521.8247	19.8777	-640.8400
Comb. 9	127.9362	1340.4597	17.5088	-564.4672
Comb. 10	145.2460	1521.8247	19.8777	-640.8400
Comb. 11	127.9362	1340.4597	17.5088	-564.4672
Comb. 12	95.9521	1005.3447	13.1316	-423.3504
Comb. 13	95.9521	1005.3447	13.1316	-423.3504

APOYO 3				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	122.9244	1220.5730	18.6469	-561.9755
Viva de Cub.	39.9162	396.3464	6.0551	-182.4856
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	172.0941	1708.8021	26.1057	-786.7656
Comb. 2	167.4673	1662.8608	25.4039	-765.6133
Comb. 3	147.5092	1464.6876	22.3763	-674.3705
Comb. 4	211.3752	2098.8420	32.0644	-966.3475
Comb. 5	147.5092	1464.6876	22.3763	-674.3705
Comb. 6	211.3752	2098.8420	32.0644	-966.3475
Comb. 7	147.5092	1464.6876	22.3763	-674.3705
Comb. 8	167.4673	1662.8608	25.4039	-765.6133
Comb. 9	147.5092	1464.6876	22.3763	-674.3705
Comb. 10	167.4673	1662.8608	25.4039	-765.6133
Comb. 11	147.5092	1464.6876	22.3763	-674.3705
Comb. 12	110.6319	1098.5156	16.7823	-505.7779
Comb. 13	110.6319	1098.5156	16.7823	-505.7779

APOYO 4				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	122.9244	1220.5731	18.6469	-561.9757
Viva de Cub.	39.9162	396.3465	6.0551	-182.4856
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	172.0941	1708.8024	26.1057	-786.7659
Comb. 2	167.4673	1662.8611	25.4039	-765.6137
Comb. 3	147.5092	1464.6877	22.3763	-674.3708
Comb. 4	211.3752	2098.8423	32.0644	-966.3479
Comb. 5	147.5092	1464.6877	22.3763	-674.3708
Comb. 6	211.3752	2098.8423	32.0644	-966.3479
Comb. 7	147.5092	1464.6877	22.3763	-674.3708
Comb. 8	167.4673	1662.8611	25.4039	-765.6137
Comb. 9	147.5092	1464.6877	22.3763	-674.3708
Comb. 10	167.4673	1662.8611	25.4039	-765.6137
Comb. 11	147.5092	1464.6877	22.3763	-674.3708
Comb. 12	110.6319	1098.5157	16.7823	-505.7781
Comb. 13	110.6319	1098.5157	16.7823	-505.7781

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO*

APOYO 5				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	106.6135	1117.0494	14.5906	-470.3896
Viva de Cub.	34.6197	362.7302	4.7379	-152.7457
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	149.2589	1563.8691	20.4269	-658.5453
Comb. 2	145.2460	1521.8245	19.8777	-640.8403
Comb. 3	127.9362	1340.4594	17.5088	-564.4675
Comb. 4	183.3277	1920.8276	25.0894	-808.8606
Comb. 5	127.9362	1340.4594	17.5088	-564.4675
Comb. 6	183.3277	1920.8276	25.0894	-808.8606
Comb. 7	127.9362	1340.4594	17.5088	-564.4675
Comb. 8	145.2460	1521.8245	19.8777	-640.8403
Comb. 9	127.9362	1340.4594	17.5088	-564.4675
Comb. 10	145.2460	1521.8245	19.8777	-640.8403
Comb. 11	127.9362	1340.4594	17.5088	-564.4675
Comb. 12	95.9521	1005.3445	13.1316	-423.3506
Comb. 13	95.9521	1005.3445	13.1316	-423.3506

APOYO 6				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	32.0642	274.2226	-8.7891E-06	-4.6875E-05
Viva de Cub.	10.4120	89.0460	-1.9531E-06	-2.7344E-05
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	44.8899	383.9116	-1.2305E-05	-6.5625E-05
Comb. 2	43.6831	373.5901	-1.1523E-05	-6.9922E-05
Comb. 3	38.4771	329.0671	-1.0547E-05	-5.6250E-05
Comb. 4	55.1362	471.5407	-1.3672E-05	-1.0000E-04
Comb. 5	38.4771	329.0671	-1.0547E-05	-5.6250E-05
Comb. 6	55.1362	471.5407	-1.3672E-05	-1.0000E-04
Comb. 7	38.4771	329.0671	-1.0547E-05	-5.6250E-05
Comb. 8	43.6831	373.5901	-1.1523E-05	-6.9922E-05
Comb. 9	38.4771	329.0671	-1.0547E-05	-5.6250E-05
Comb. 10	43.6831	373.5901	-1.1523E-05	-6.9922E-05
Comb. 11	38.4771	329.0671	-1.0547E-05	-5.6250E-05
Comb. 12	28.8578	246.8003	-7.9102E-06	-4.2187E-05
Comb. 13	28.8578	246.8003	-7.9102E-06	-4.2187E-05

Referencia	Sección Perfil			Espesores en milímetros				
	A (mm)	B (mm)	C (mm)	3.0	2.5	2.0	1.5	1.2*
				Peso Kg/m				
Perfil en C 100 x 50	100	50	15	5.06	4.21	3.41	2.5	2.01
Perfil en C 120 x 60	120	60	15	6.11	5.10	4.13	3.03	2.41
Perfil en C 150 x 50	150	50	17	6.30	5.25	4.21	3.14	2.49
Perfil en C ó Z 160 x 60	160	60	20	7.15	5.96	4.83	3.54	2.82
Perfil en C ó Z 203 x 67	203	67	19	8.42	7.01	5.69	4.20	3.32
Perfil en C ó Z 220 x 80	220	80	20	9.55	7.96	6.45	4.73	3.8
Perfil en C ó Z 254 x 67	254	67	18	9.55	7.96	6.45	4.73	
Perfil en C ó Z 305 x 80	305	80	25	11.71	9.75	7.91	5.84	
Perfil en C ó Z 355 x 110	355	110	25	14.30	11.90	9.61		

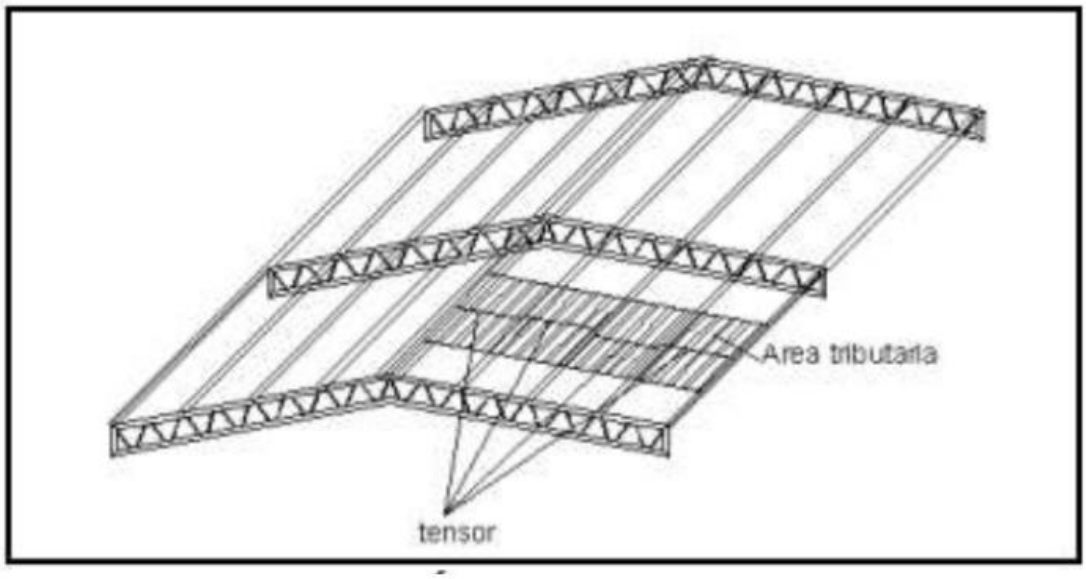
Referencia de perfiles galvanizado. Fabricado bajo norma NTC 5685 / Acero NTC 4011 (ASTM A653) SS - Grado 50 Tomado de ficha técnica ACESCO

Las correas se diseñaron por medio del programa Arquimet 2.0 de la empresa Acesco para el diseño los elementos con sus productos al igual que la cercha.

5.9. Diseño de tensores

Los templetes o tensores son elemento secundario que trabaja a tracción e impide la deformación de las correas en su eje débil y sirve para alinear las mismas en el proceso de construcción; por lo cual se debe colocar tensores para reducir el efecto de la flexión en la dirección paralela a la superficie del techo.

Los tensores, por su disposición sólo soportan cargas de gravedad, por tanto, las cargas de viento no afectan su diseño. Un tensor puede ser analizado como miembro aislado, ya que no presenta continuidad a través de las correas; absorbe la carga Q_{ult} y generada por la correa a lo largo de la superficie de inclinación del techo.



Los tensores y arrostramientos son elementos sometidos a tensión. Dentro del estado de carga axial en tensión se tienen dos estados límites de resistencia que establece el método de diseño LRFD, a evaluar para la determinación del área de la sección que se utiliza para resistir las cargas aplicadas. El primero está enfocado a resistir la deformación excesiva de un elemento en tensión, esa condición se cumple cuando el elemento no llega al estado de fluencia; en el segundo estado limite se evalúa la ruptura del elemento debido que el elemento llega a su estado último de resistencia.

En el estado límite de tensión para la fluencia del elemento en tensión, es decir la determinación del área necesaria para resistir el estado límite de deformación excesiva, que sucede luego de la fluencia del material, la ecuación que la gobierna es la siguiente:

$$T_u \leq \emptyset_t T_n \rightarrow T_u \leq \emptyset_t f_u A_e$$

Donde:

T_U: Es la carga última en tensión producto de la combinación más desfavorable.

T_n: Resistencia nominal en tensión del elemento.

F_U: Esfuerzo último del acero.

A_e: Área efectiva para evitar la ruptura del material a tensión.

Φ_t: Factor de reducción de resistencia, 0.75 para elementos en tensión por ruptura (LRFD).

$$A_g = 1.11 T_u / f_y$$

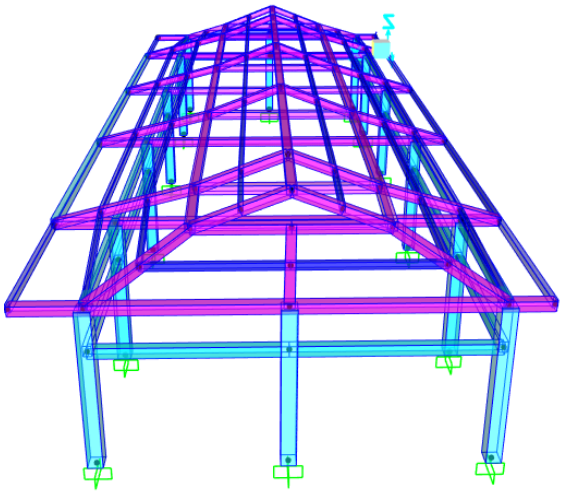
$$A_e = 1.33 T_u / f_u$$

Se dispondrá de 1 tensor de Φ 3/8" por la luz de cada correa.

♣ Contraviento: Son los elementos que da rigidez lateral a las cerchas para que estas no se desplacen por efecto de cargas horizontales. Por ser tan esbelto trabaja únicamente a tracción, lo que obliga a que se dispongan contravientos para impedir el movimiento en ambos sentidos. Por buenas prácticas ingenieriles se recomienda que estos sean en PTE de referencia 200x200x o una varilla lisa de ¾".

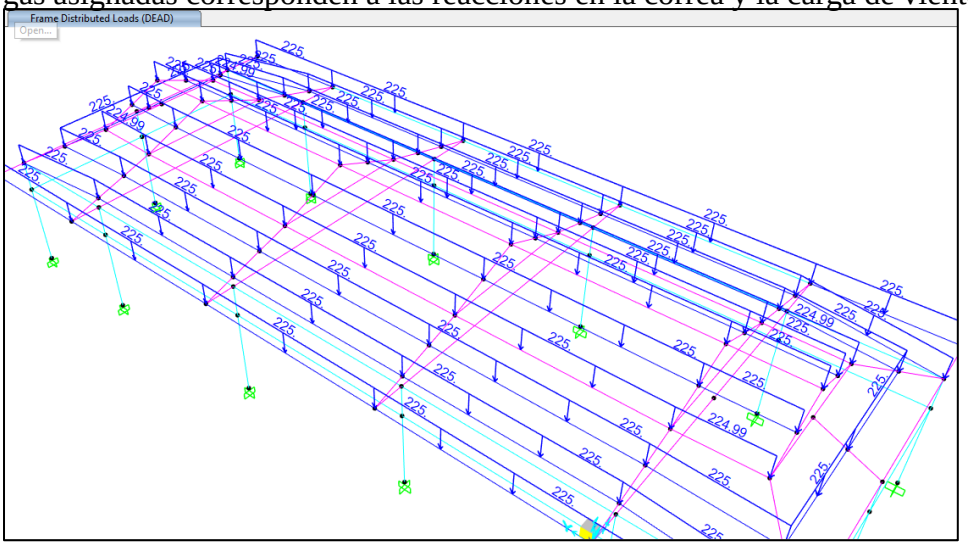
5.10. DISEÑO CERCHA PRINCIPAL

la cubierta tiene la siguiente geometría.

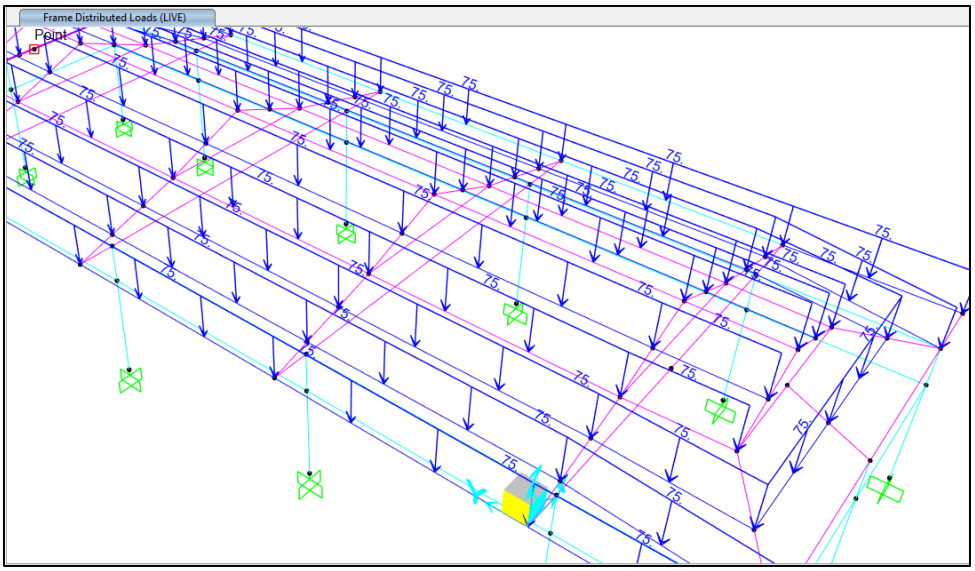


Propuesta cercha para cubierta

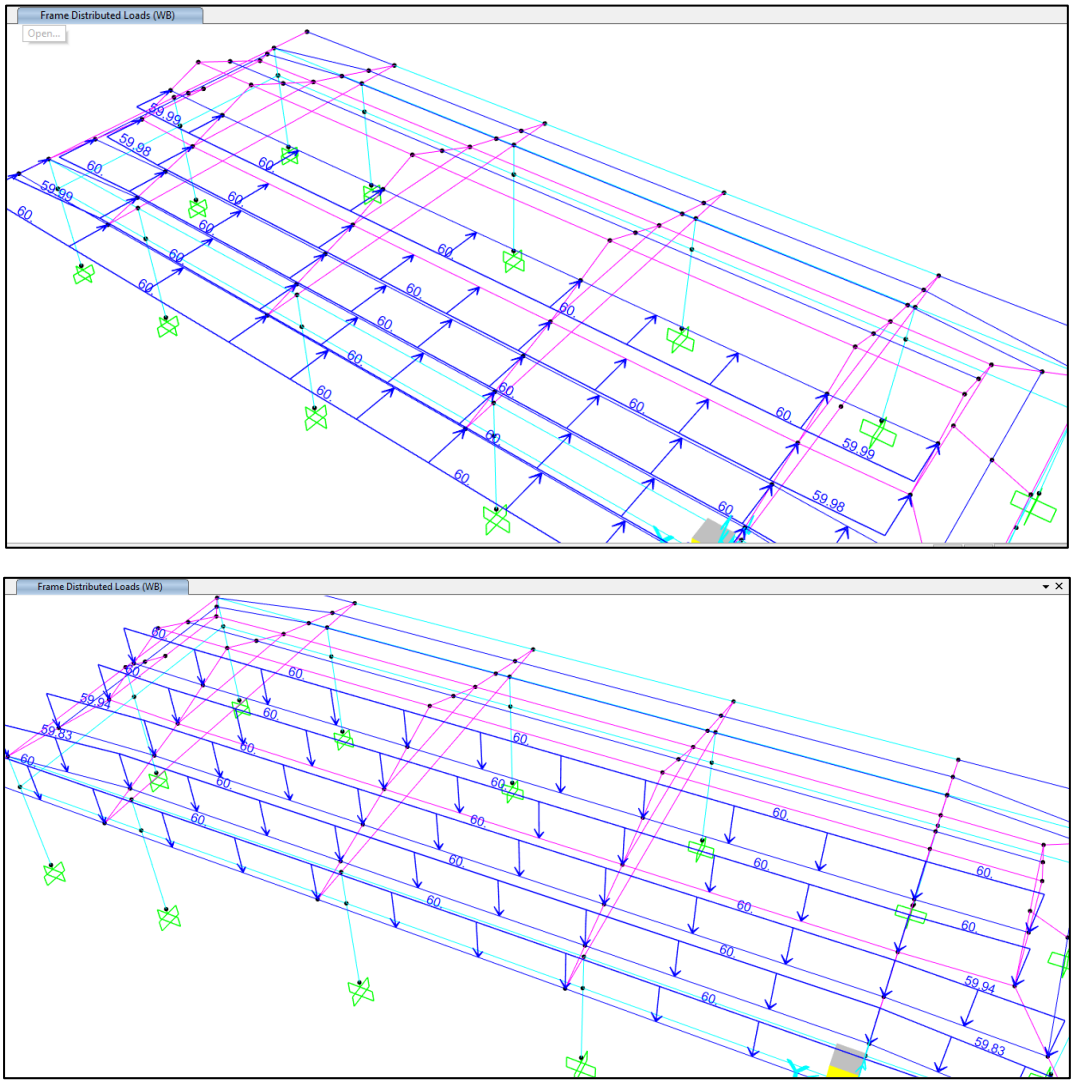
Las cargas asignadas corresponden a las reacciones en la correa y la carga de viento calculada.



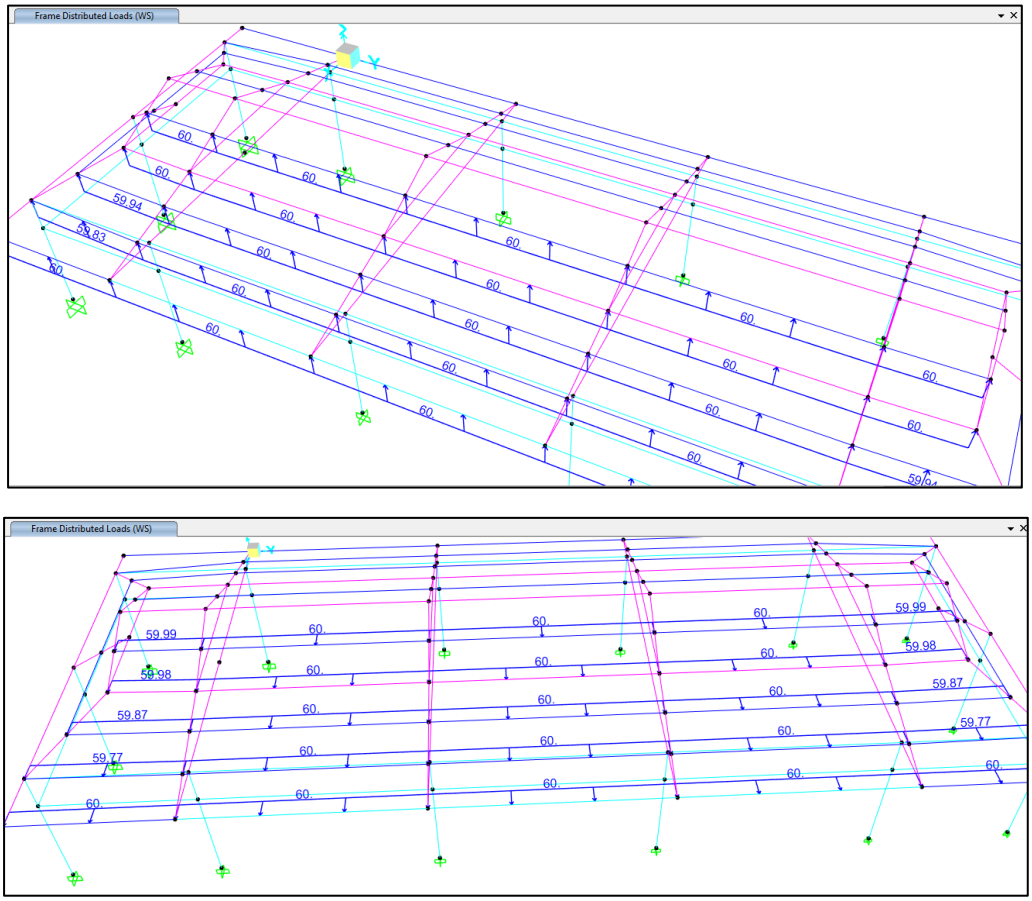
Carga muerta. Tomado de SAP2000



Carga viva. Tomado de SAP2000



Barlovento. Tomado de SAP2000



Sotavento. Tomado de SAP2000

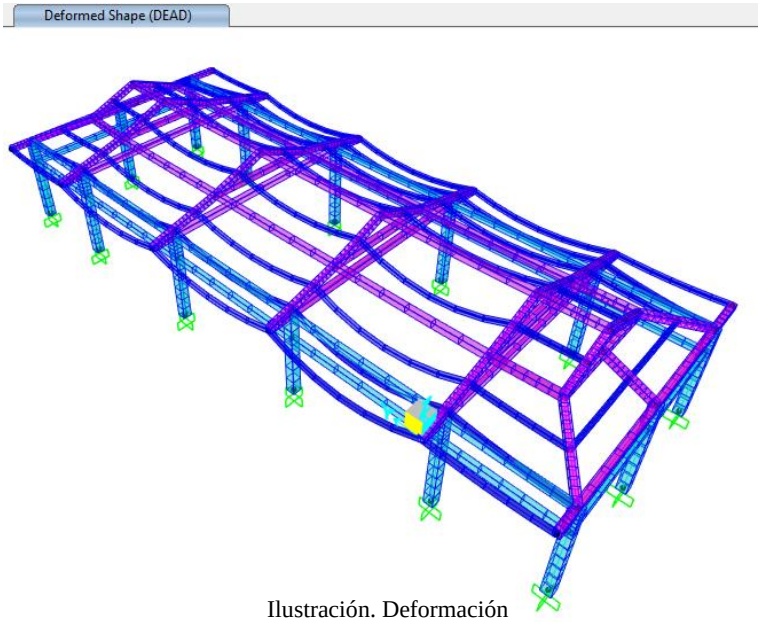
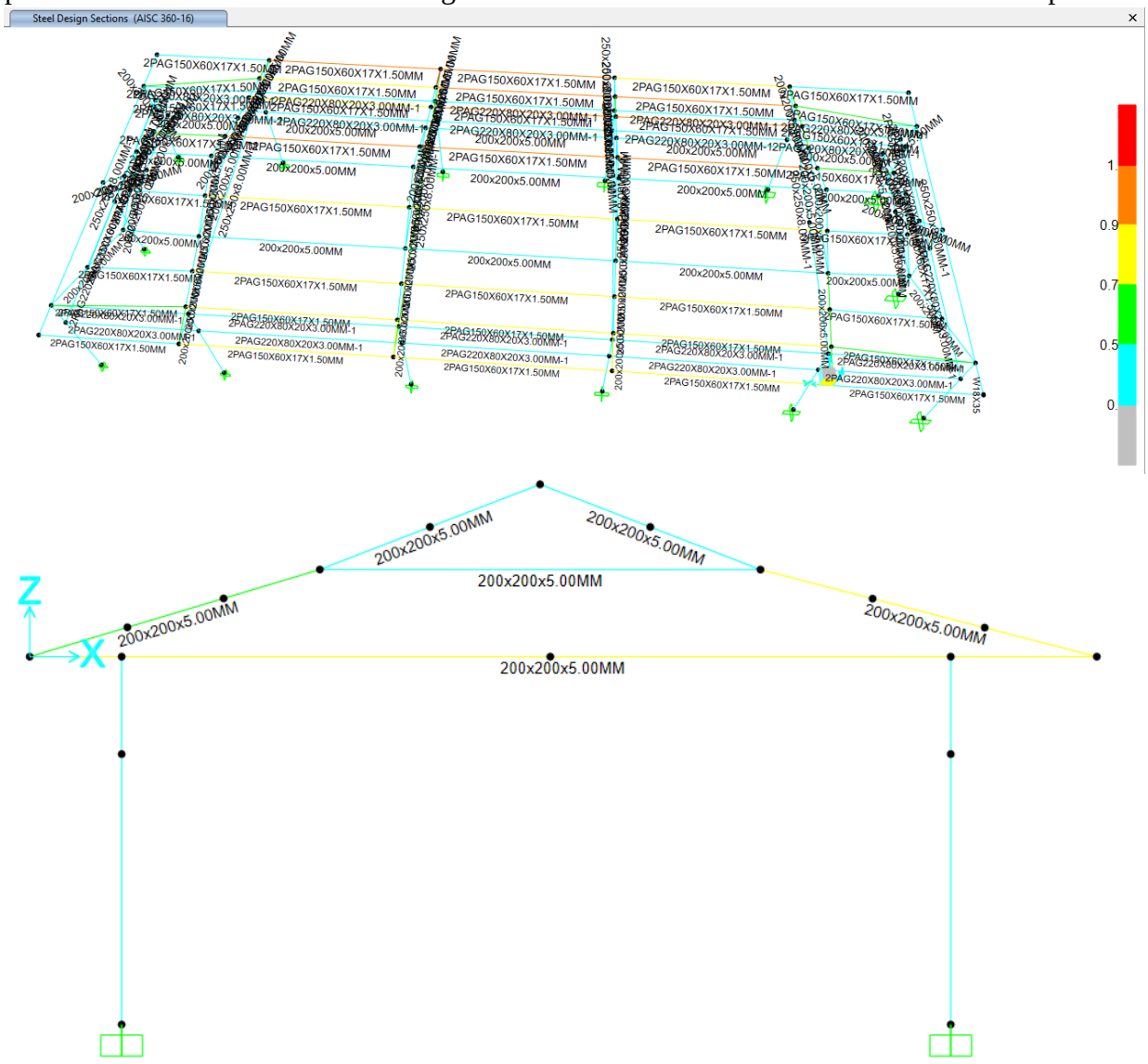


Ilustración. Deformación

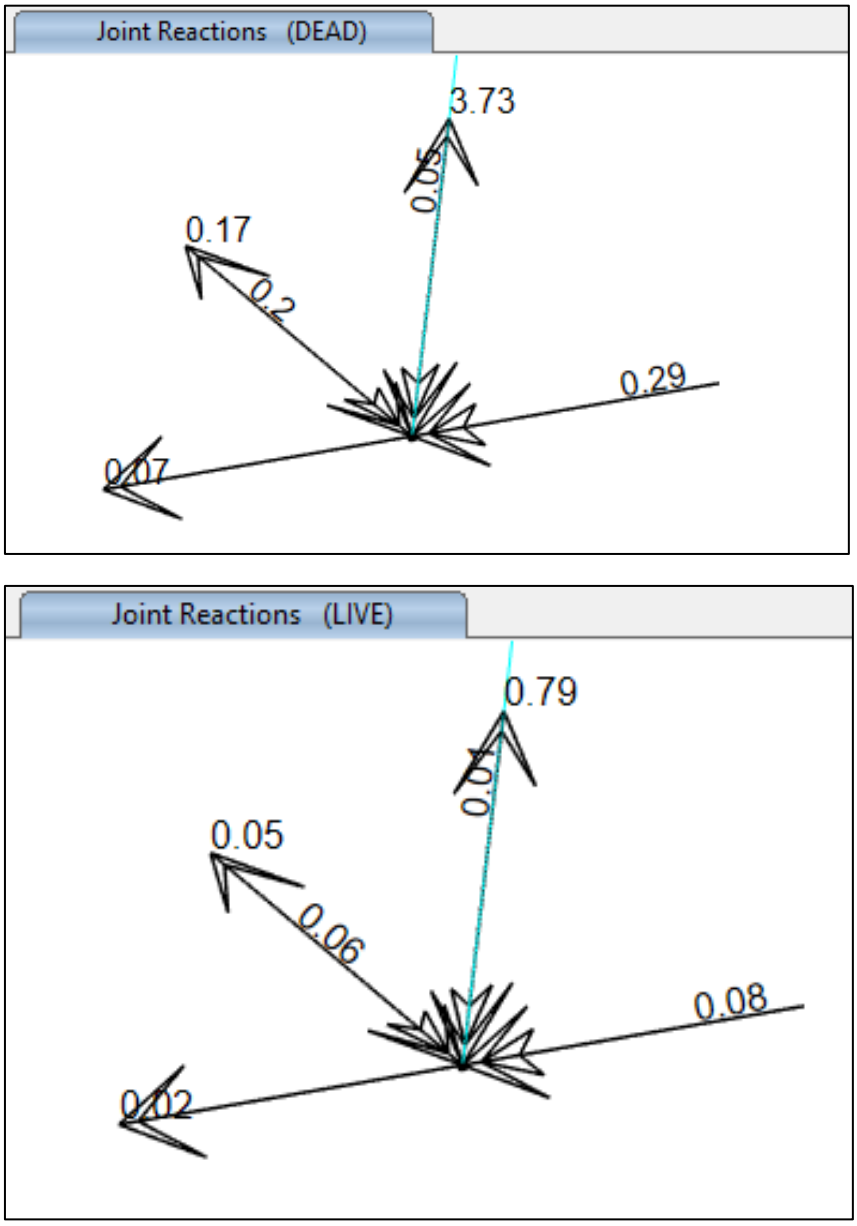
El programa SAP2000 nos permite modelar la estructura y nos recomienda la mejor alternativa para la escogencia de los perfiles.



Perfiles que cumplen en la cercha. Tomado de SAP2000

Dado los datos de la modelación podemos observar que cumplen bajo las solicitaciones los perfiles allí nombrados

REACCIONES DE LA CERCHA MAS CRITICA

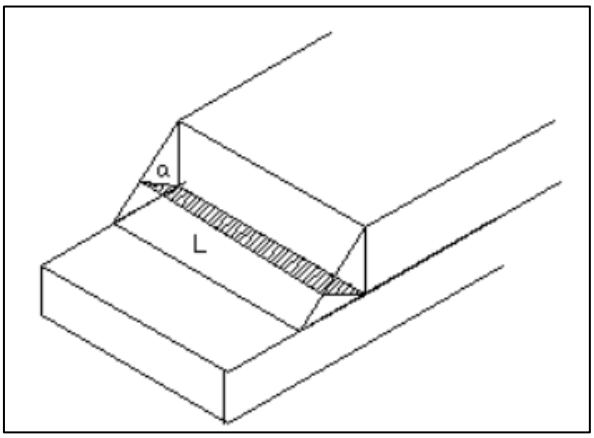


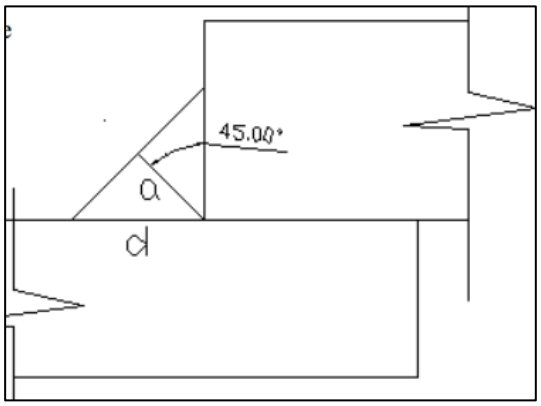
Con estas reacciones se realizará el diseño de las conexiones de la cercha a las columnas

5.11. DISEÑO DE SOLDADURAS

El diseño de soldaduras se rige por las especificaciones del Código de Soldadura Estructural de la Sociedad Americana de Soldadura AWS (American Welding Society) ICONTEC presenta especificaciones sobre soldaduras en las NTC 3570 y NTC 3623.

SOLDADURA DE FILETE





En el diseño de soldaduras, generalmente se conoce Pu, se escoge el tamaño de la soldadura a usar d (Ver Tablas 5.6 y 5.7), se especifica un tipo de electrodo FE; por tanto, la incógnita es la longitud L que debe tener la soldadura. De acuerdo con esto, se tiene que la longitud de soldadura, viene dada por:

$$L = \frac{Pu}{0.318\, d\, F_E}$$

- TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURAS DE FILETES

Tabla 5.6. Tamaño mínimo de soldaduras de filetes

TAMAÑO DEL MATERIAL t DE LA PARTE UNIDA CON MAYOR ESPESOR	TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA DE FILETE d
t ≤ ¼" (6.0 mmm)	1/8" (3.0 mm)
¼" < t ≤ ½" (12.7 mm)	3/16" (5.0 mm)
½"< t ≤ ¾" (19.0 mm)	¼" (6.0 mm)
t> ¾"	5/16" (8.0 mm)

- TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURAS DE FILETE

Tabla 5.7. Tamaño máximo de soldaduras de filetes

TAMAÑO DEL MATERIAL t DE LA PARTE UNIDA CON MENOR ESPESOR	TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURA DE FILETE d
t ≤ ¼" (6.0 mmm)	d=¼"
t> ¼"	d= t – 1/16" (t- 1.6 mm)

Calculamos la soldadura para el apoyo articulado se la cercha de la cercha.

	Pu
	Force
Axial	4.949

(a) Carga de Diseño Pu: Pu = 4.949Ton. = 4949kg

(b) Tamaño de la soldadura: Espesor placa de unión t = 1/2" (12.7 mm)

(c) Tamaño mínimo de la soldadura: Según tabla 5.6, para t = (8.00 mm) el tamaño mínimo d = (5.0 mm)

(d) Selección del Electrodo FE Use E60con lo que FE = 60 Ksi (4200 Kg/cm2).

$$L = \frac{Pu}{0.318\, d\, F_E}$$

$$\boldsymbol{L = \frac{22502.62}{0.318 * 0.5 * 4200} = 33.69m = 34cm}$$

Nota: Se recomienda una soldadura E60 con mínimo 34cm de longitud.

6. TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A.3.4.2 - MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR - Como mínimo deben emplearse los siguientes métodos de análisis:

A.3.4.2.1 - Método de la fuerza horizontal equivalente - Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

a. Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja.
b. Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.
c. Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de 2Tc ,
d. Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base.
e. Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3

A.3.4.2.2 - Método del análisis dinámico - Debe utilizarse el método del análisis dinámico elástico en todas las edificaciones que no estén cubiertas por A.3.4.2.1, incluyendo las siguientes:

a. Edificaciones de más de 20 niveles o de más de 60 m de altura, exceptuando las edificaciones mencionadas en A.3.4.2.1 (a) y (b)
b. Edificaciones que tengan irregularidades verticales de los tipos 1aA, 1bA, 2A y 3A, tal como se definen en A.3.3.5
c. Edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5
d. exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3
e. Edificaciones de más de 5 niveles o de más de 20 m de altura, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3
f. Estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de C 2T. En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el Capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.

Por lo anterior se aplicará como método de análisis el de Fuerza Horizontal equivalente

6.1. ANALISIS SISMICO

El proyecto está ubicado en el Municipio de Montería - Córdoba, de acuerdo al Apéndice A-4 de la NSR – 10, donde se determinan los valores de Aa, Av, Ae, y Ad y definición de la zona de amenaza Sísmica de los Municipios colombianos, el proyecto está en la zona de amenaza sísmica Intermedia.

(Método de la fuerza horizontal equivalente)
Para el cálculo del cortante sísmico utilizamos los parámetros estipulados en el capítulo A.4 de la NSR-10, a continuación, mostramos este análisis.

Sistema estructural: Pórticos de concreto reforzado.
Localizació: Montería - Córdoba.
Zona de amenaza sísmica intermedia
Capacidad de Disipación De Energía dentro del rango inelástico moderado (DMO)

Departamento de Córdoba

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Montería	23001	0.10	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Ayapel	23068	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	23079	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Canalete	23090	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Cereté	23162	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Chimá	23168	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Chinú	23182	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04

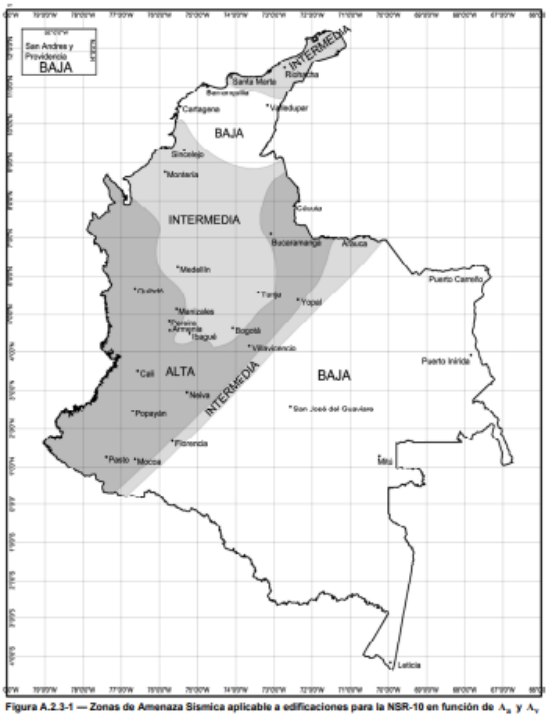
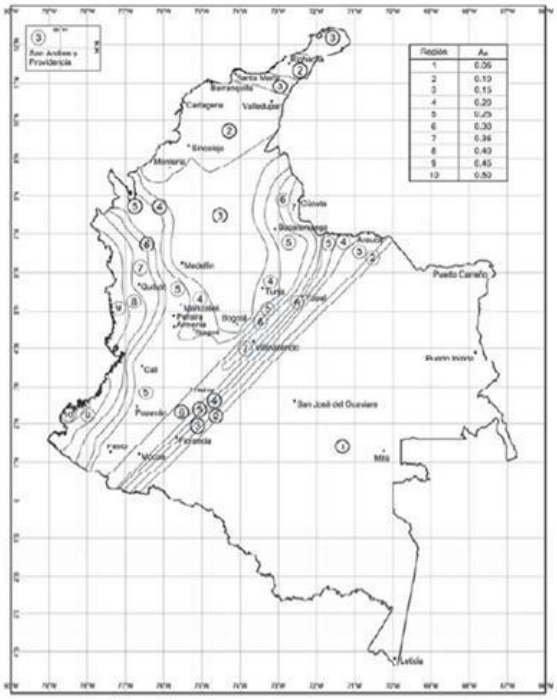


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v



6.1.1. Coeficiente de aceleración pico efectiva Aa.

$A_a = 0.10$

6.1.2. Coeficiente de velocidad pico efectiva Av.

$A_v = 0.20$

6.1.3. Grupo de uso.

El proyecto está proyectado para el uso de ocupación normal, de acuerdo a lo estipulado en la sección A.2.5.1.4 de la NSR – 10, esta se clasifica como *Grupo III* Edificaciones de atención a la comunidad

A.2.5.1.2 — *Grupo* III — *Edificaciones de atención a la comunidad* — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo **IV**. Este grupo debe incluir:

(a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
(b) Garajes de vehículos de emergencia,
(c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
(d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
(e) Aquellas del grupo **II** para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
(f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

6.1.4. Coeficiente de Importancia I.

De acuerdo al parámetro anterior y lo estipulado en la sección A.2.5.2 y la tabla A.2.5-1 de la NSR – 10, el valor del coeficiente de importancia *I = 1.25*

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, **I**, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos **II**, **III** y **IV** deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de **I** se dan en la tabla A.2.5-1.

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

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

6.1.5. Tipo de perfil de suelo.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$

6.1.6. Coeficiente de amplificación Fa

Fa= que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos

Como el proyecto se encuentra localizado en el Municipio de Montería - Córdoba(zona de riesgo sísmico intermedia) presenta un $A_a = 0.10$ y el tipo de perfil de suelo tipo se interpola en la tabla A.2.4-3 de la NSR – 10, encontramos que el factor que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos - $F_a = 2.50$

A.2.4.5.5 — En la tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0, como muestra la figura A.2.4-1. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

6.1.7. Coeficiente de amplificación (Fv).

Fv=Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos Moderados. Según valores de la tabla A.2.4-4 de la NSR – 10, interpolando tenemos un *F_v= 3.20*

A.2.4.5.6 — En la tabla A.2.4-4 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1 s. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v, para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

6.1.8. Coeficiente para calcular el periodo de la estructura (Ct).

De acuerdo a la tabla A.4.2-1 de la NSR – 10, y el tipo de sistema estructural definido para este proyecto tenemos que $C_t = 0.047$

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

6.1.9. Exponente para calcular el periodo Ta de la estructura (α).

De acuerdo con la tabla A.4.2-1 de la NSR – 10, y el tipo de sistema estructural definido para este proyecto tenemos que $\alpha = 0.9$

7. CARACTERÍSTICA Y MATERIAL DE LA ESTRUCTURA

7.1. Sistema Estructural

A.3.2.1 — TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES — Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

El sistema estructural bajo el cual se diseña esta edificación es el sistema de pórticos en concreto reforzado, según A.3.2.1.3- Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.

7.1.1. Capacidad de disipación de energía.

De acuerdo con el tipo de materiales y sistema a usar y la zona de riesgo sísmico en la que se enmarca el proyecto se define en la tabla A.3-3 de la NSR – 10, una capacidad moderada de disipación de energía *DMO*.

7.1.2. Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico RO.

De acuerdo al tipo de sistema estructural a usar y la capacidad de disipación de energía DMO del material estructural se define en la tabla A.3-3 de la NSR – 10, un $RO = 5$

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		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 resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	**7.0**	**3.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	**7.0** (Nota-3)	**3.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	**7.0**	**3.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	**6.0**	**3.0**	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	**5.0**	**3.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	**5.0** (Nota-3)	**3.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	**5.0**	**3.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

8. GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCESO DE ANÁLISIS

8.1. Análisis de irregularidad

8.1.1. Coeficiente de Irregularidad en planta ΦP.

Al revisar los criterios definidos en la tabla A.3-6 de la NSR – 10, NO se encontraron irregularidades en planta, se usará un factor de $\Phi_P = 1.0$

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	***Irregularidad torsional*** — 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.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	***Irregularidad torsional extrema*** — 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.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	***Retrocesos excesivos en las esquinas*** — 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.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	***Discontinuidades en el diafragma*** — 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.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	***Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales*** — 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 altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	***Sistemas no paralelos*** — 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.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

8.1.2. Coeficiente de Irregularidad en altura Φ_a.

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	***Piso flexible (Irregularidad en rigidez)*** — 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.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	***Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez)*** — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	***Irregularidad en la distribución de las masas*** — 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.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	***Irregularidad geométrica*** — 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.	0.9	A.3.4.2.

al revisar los criterios definidos en la tabla A.3-6 de la NSR – 10, no se hallaron irregularidades en Altura por Geometría, se usará un factor de

$\Phi_P = 1.0$

8.1.3. Coeficiente en ausencia de redundancia en el sistema estructural Φr

En la sección A.3.3.8.1 de la NSR – 10, Φr = 1.0

8.1.4. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño (R = fafpfrR0):

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 5 = 5.0$$

8.1.5. Periodo aproximado de la edificación Ta

En la sección A.4.2.2 de la NSR – 10, se permite obtener el periodo T igual a T_a quien está definido en la ecuación A.4.2-3 $T_a = C_t h^{\alpha}$

$$\boldsymbol{Ta = Ct(h^{\alpha}) = 0.047(5.20^{0.9}) = 0,21}$$

8.1.6. Periodo de vibración TO, TC, TL

En la sección A.2.6.1.2 de la NSR – 10, se obtienen las fórmulas para hallar estos valores, de acuerdo con el espectro elástico de aceleraciones de diseño.

$$To = 0.1\frac{Av * Fv}{Aa * Fa} = 0.1\frac{0.20 * 3.20}{0.10 * 2.50} = 0.26s$$

$$Tc = 0.48\frac{Av * Fv}{Aa * Fa} = 0.48\frac{0.20 * 3.20}{0.10 * 2.50} = 1{,}23s$$

$$TL = 2.4xFv = 2{,}4 * 3.20 = 7.68s$$

9. DETERMINACIÓN DE FUERZAS SISMICAS

9.1. Determinación espectro de aceleración

$$S_a = 2.5 * 0.10 * 2.50 * 1.25 \qquad S_a = 0.78$$

9.1.1. Determinación espectro de diseño reducido

$$\boldsymbol{S_a = \frac{S_a}{R} = \frac{0.78}{5.0} = 0.156}$$

9.1.2. Fuerzas sísmicas y factor de ajuste

Este valor se determina mediante la determinación del cortante en la base

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Tonf
DEAD	LinStatic	77.5348

Calculo Cortante basal estático:

$$vs = sa * wt = 0.156 * 77.5348Ton = 12.0954Ton$$

CORTANTE BASAL DINAMICO

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			tonf	tonf	tonf
SDX	LinRespSpec	Max	11.35	0.0434	0
SDY	LinRespSpec	Max	0.0434	13.1867	0
FHX	LinStatic		-14.1074	2.147E-14	0
FHY	LinStatic		4.246E-14	-14.1074	0

TIPO DE ESTRUCTURA	REGULAR		VS=FH
FACTOR	0.8		VTJ=SD

FACTOR DE AJUSTE DIRECCION X $0.80\frac{V_S}{V_{TJ}}$ para estructuras regulares

FHX	14.1074	SDY	13.1867	
FHX REDUCIDO	11.28592			1.59%

FACTOR DE AJUSTE	0.855856279	CUMPLE

FACTOR DE AJUSTE DIRECCION Y $0.80\frac{V_S}{V_{TJ}}$ para estructuras regulares

FHY	14.1074	SDX	11.35
FHY REDUCIDO	11.28592		

FACTOR DE AJUSTE	0.994354185	CUMPLE

Debido a que los valores calculados de los factores de ajuste no superan la unidad, no se hace necesario realizar el ajuste en el programa.

9.2. Tabla resumen del espectro elástico de aceleración

DATOS	VALOR /UNIDAD	INDICE
Ubicación de la Estructura-CIUDAD	Montería	
Departamento	Córdoba	
Altura del edificio	5.20 m	Título A
Numero de Pisos	1.00	
Tipo de Perfil del Suelo:	E	
Grupo de Uso Edificación:	III	A.2.5.1
Sistema estructural de resistencia sís	1	Tabla A.4.2-1
Porticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sismicas y que no estan limitadas o adheridas a componentes mas rigidos estructurales o no estructurales que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sismicas		

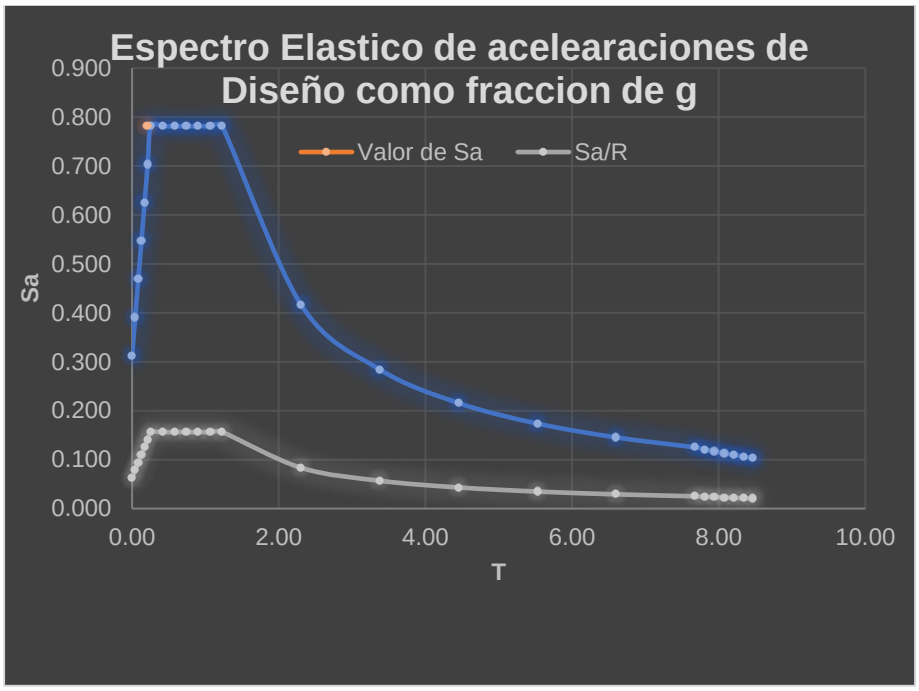
Zona de Amenaza Sísmica:	**Intermedia**	Tabla A.2.3-2
Coeficiente de Aceleracion (Aa):	0.10	Tabla A.2.3-2
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.20	Tabla A.2.3-2
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	2.50	Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	3.20	Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1.25	Tabla A.2.5-1
Período de Vibración Inicial (To):	0.26 s	Figura A. 2.6-1
Período de Vibración Corto (Tc):	1.23 s	Figura A. 2.6-1
Período de Vibración Largo (T_L):	7.68 s	Figura A. 2.6-1

Coeficiente (C_t):	0.047	Tabla A.4.2-1
Exponente (α):	0.9	Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado ($Ta = C_t h^{\alpha}$):	0.21	Form. A.4.2-3
Coeficiente (Cu):	1.20	Form. A.4.2-2
Tmax= Cu*Ta	0.25	Form. A.4.2-2
Espectro de Diseño (Sa):	0.69	Título A

K	1.00	A.4.3.2

Capacidad de Disipación de Energía:	Moderada	DMO
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R_0):	5.0	A.3.3.3-Tabla A.3-1 a Tabla A.3-4 Decreto 945 de 2017
Coeficiente de Reducción (ϕ_a):	1.0	tabla A.3-7,
Coeficiente de Reducción (ϕ_p):	1.0	tabla A.3-6,
Coeficiente de Reducción (ϕ_r):	1.0	Seccion A.3.3.8
Disipación de Energía de Diseño ($R = \phi_a\phi_p\phi_r R_0$):	5.00	form. A.3.3-1

T y Sa de la estructura		
T:	0.34	[s]
Sa	0.4	
(T)	Sa (g)	Sa/R
0.00	0.160	0.036
0.03	0.200	0.044
0.07	0.240	0.053
0.10	0.280	0.062
0.14	0.320	0.071
0.17	0.360	0.080
0.21	0.400	0.089
0.34	0.400	0.089
0.47	0.400	0.089
0.60	**0.400**	**0.089**
0.73	**0.400**	**0.089**
0.86	0.400	0.089
0.99	0.400	0.089
1.71	0.232	0.052
2.42	0.164	0.036
3.14	0.126	0.028
3.85	0.103	0.023
4.57	0.087	0.019
5.28	0.075	0.017
5.65	0.065	0.015
6.02	0.058	0.013
6.40	0.051	0.011
6.77	0.046	0.010
7.14	0.041	0.009
7.51	0.037	0.008



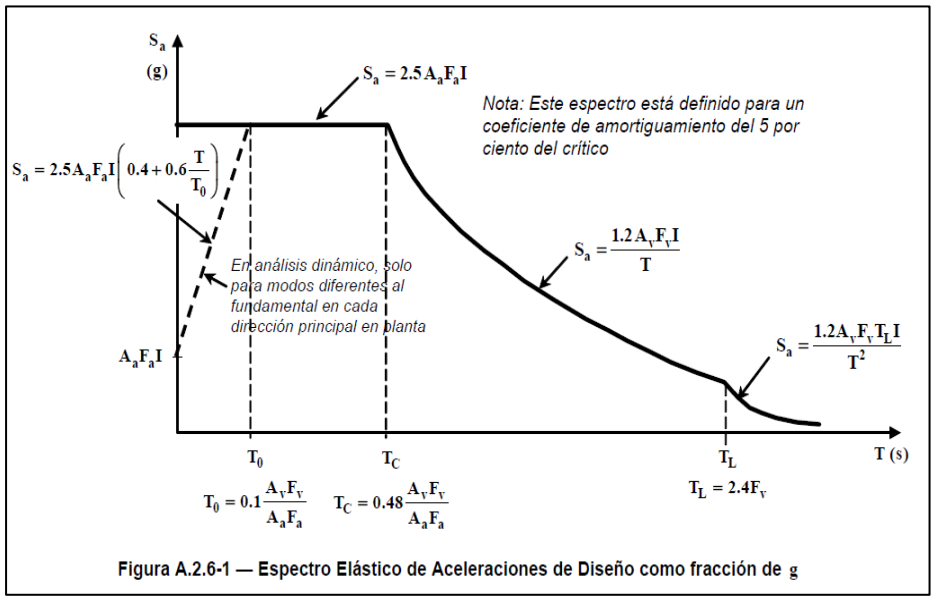


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

9.2.1. momento torsor directo (m t")

Es el producto de la fuerza cortante actuante en el piso, por la distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad. Este valor es calculado por el software utilizado para el presente diseño estructural.

9.2.2. momento accidental (mt")

La NSR-10 en A.3.6.7.1 indica que se debe considerar un momento accidental debido a posibles errores en el cálculo de los centros de masa, centros de rigidez y fisuras durante el sismo. Este momento se calcula al multiplicar la fuerza cortante actuante por una distancia igual al 5% del lado perpendicular más largo a la aplicación de esta fuerza.

10 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA.

Para efectos del análisis de los pórticos se utilizarán las siguientes combinaciones de carga, contempladas en el Capítulo B.2.4 de la NSR-10. :

B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS — El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

$1.4(D+F)$	(B.2.4-1)
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D+1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.8W)$	(B.2.4-3)
$1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D+1.0E+1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D+1.6W+1.6H$	(B.2.4-6)
$0.9D+1.0E+1.6H$	(B.2.4-7)

Para (B.2.4-1) queda 1.4D ya que el proyecto no presenta cargas debida al peso y presión de los fluidos

Para (B.2.4-2) queda 1.2D + 1.6 L ya que H, G, Le, no aplican.

Para (B.2.4-3 y B.2.4-4) queda 1.2D + L ya que Lr, G, Le, W no aplican.

Para (B.2.4-5) queda 1.2D + 1.0E + 1.0 L.

Para (B.2.4-6) queda 0.9D ya que W, H, no aplican.

Para (B.2.4-7) queda 0.9D + 1.0E ya que H, no aplican.

Para verificar el cortante plástico aplicamos lo estipulado en la sección C.21.3.3 por lo tanto a las combinaciones que implican a E se debe afectar el factor por el doble del que implica.

COMBO N° 1 _____1.4D
COMBO N° 2 _____1.2D + 1.6L
COMBO N° 3 _____1.2D + L
COMBO N° 4 _____1.2D + 1.0E + 1.0L
COMBO N° 5 _____0.9D
COMBO N° 6 _____0.9D + 1.0E
COMBO N° 7 _____1.2D + 2.0E + 1.0L
COMBO N° 8 _____0.9D + 2.0E

Dónde: D = Carga Muerta.
L = Carga Viva.
E = Fuerza sísmica reducidas de diseño (E= FS/R).

Ro	5
φa	1
φp	1
φr	1
R	5.00
1/R	0.200
0.3/R	0.060

DISEÑO A FLEXION Y COMPRESION	D	L	Ex	Ey
Comb1	1.4			
Comb2	1.2	1.6		
Comb3	1.2	1		
Comb4	1.2	1		
Comb5	1.2	1	0.200	0.060
Comb6	1.2	1	0.060	0.200
Comb7	0.9			
Comb8	0.9		0.200	0.060
Comb9	0.9		0.060	0.200

11.ANALISIS ESTRUCTURAL

La estructura se modeló mediante un pórtico tridimensional, cuya geometría, nomenclatura de nudos y distribución de cargas se presentan en los datos arrojados por el software SAP2000 V.24.00.0 (archivo anexo).

La NSR -10 solicita se haga una descripción de los principios bajo los cuales se realiza el diseño y presentación de los datos identificables de entrada y salida, cuando se utiliza un equipo de procesamiento automático de información.

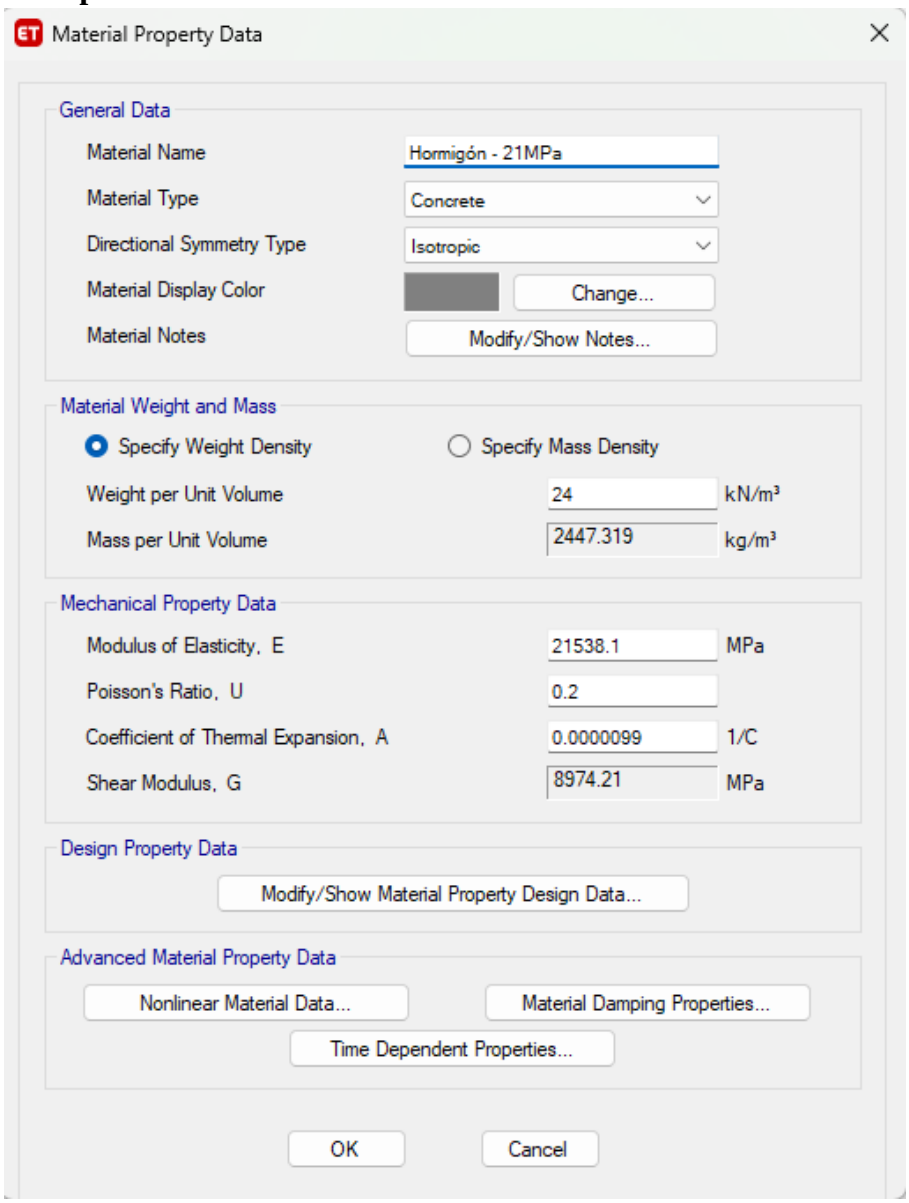
El del programa SAP2000 Versión 24.0.0 Que es uno de los programas líder en la ingeniería estructural, para el diseño de edificaciones el cual permite diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos (ACI En EU, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa, etc.).

Mediante SAP2000 Versión 24.0.0 es posible modelar estructuras con complejas geometrías, definir diversos estados de carga, generar pesos propios automáticamente, asignar secciones, materiales, así como realizar cálculos estructurales de hormigón y acero basados, entre otras normativas, en los eurocódigos vigentes.

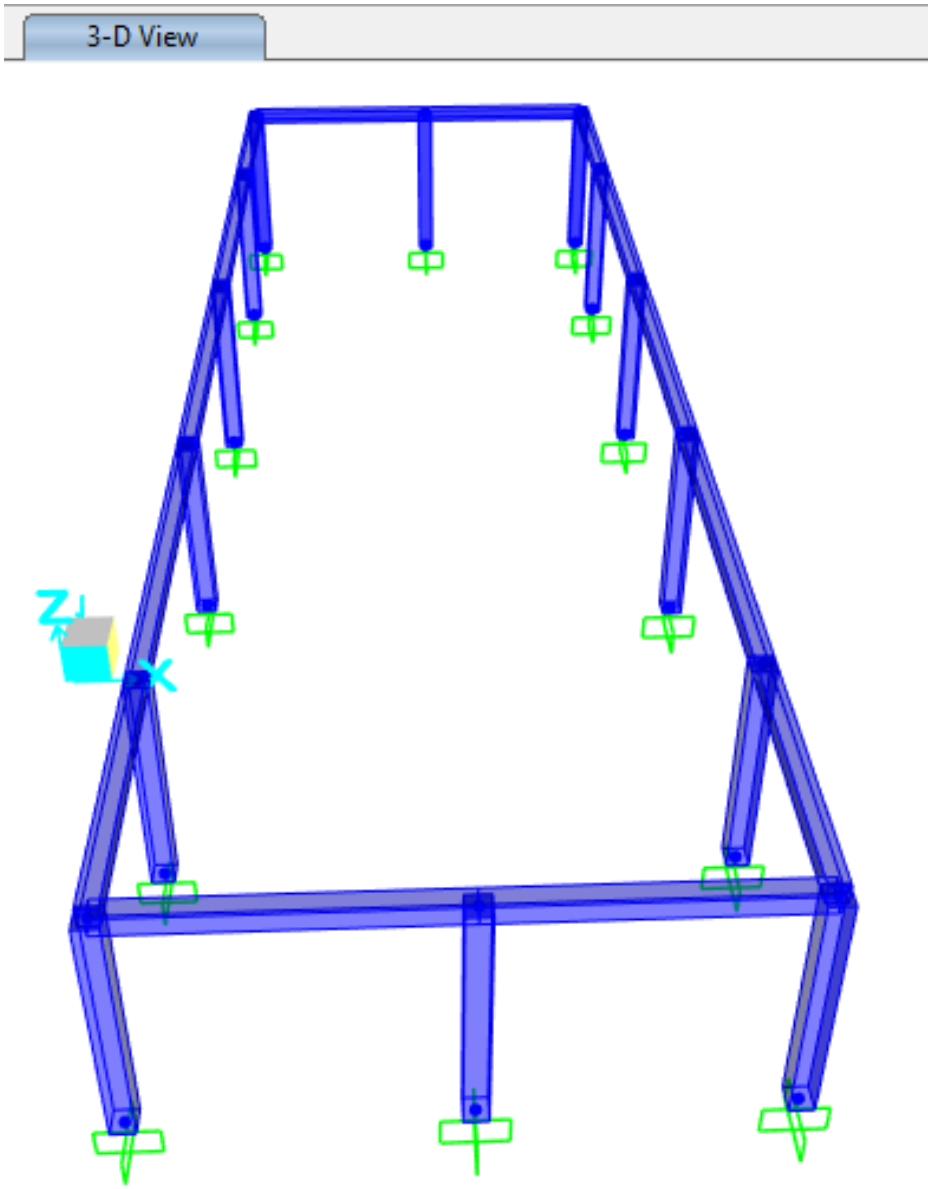
Las cargas aplicadas a las vigas de las losas corresponden a la carga por el área de influencia, tal como lo describe la NSR-10, Para este sistema; El programa incluye el peso propio de los elementos.

El análisis realizado fue de tipo elástico con el módulo de elasticidad del concreto igual a $E_c = 4700 * \sqrt{21}$ $f'_c = 21MPa$

11.1 Propiedades del material a usar

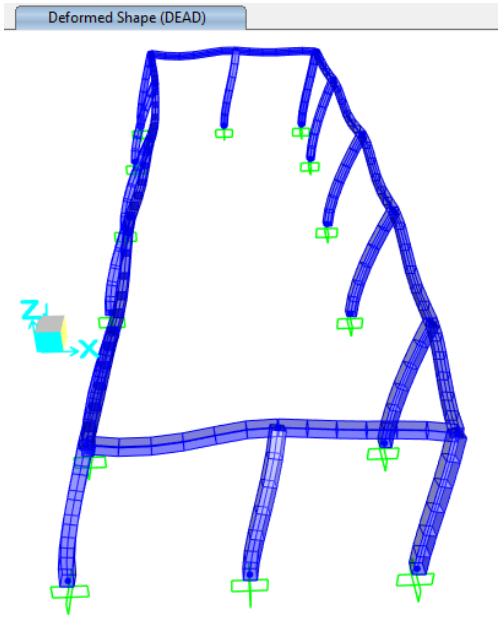


11.2 Estructura en tres dimensiones

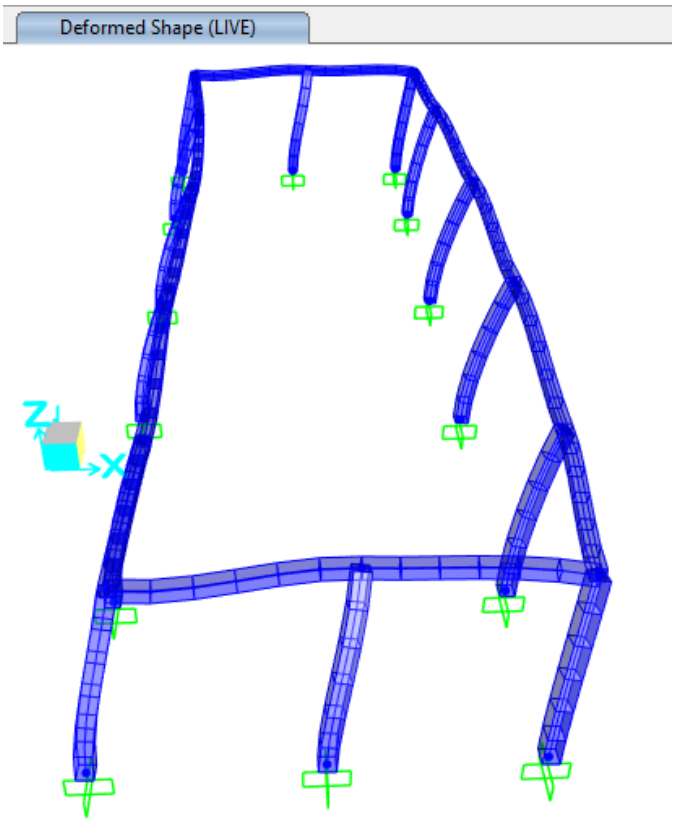


11.3 Deformaciones de la estructura

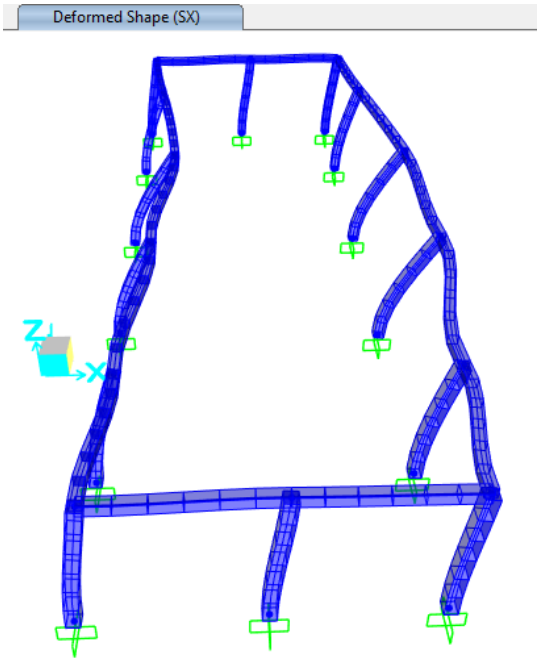
- **Caso de carga: Carga muerta**



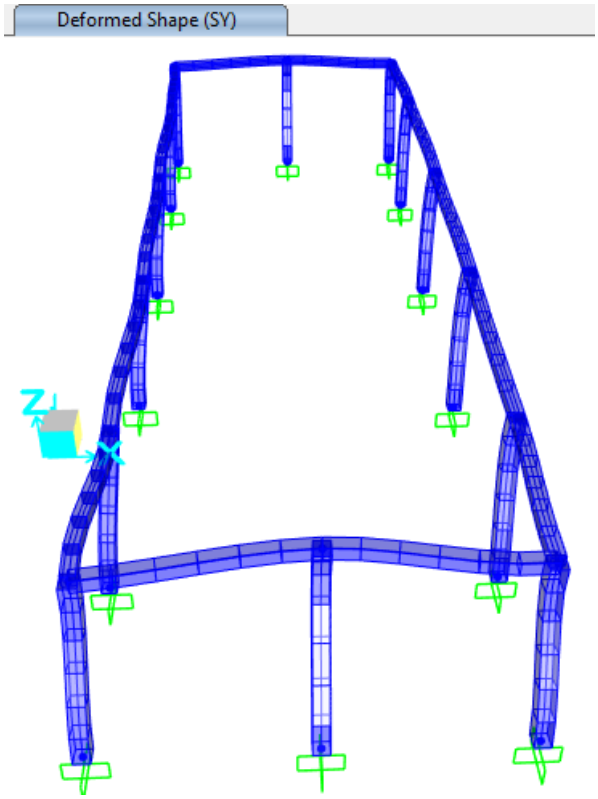
- **Caso de carga: Carga viva**



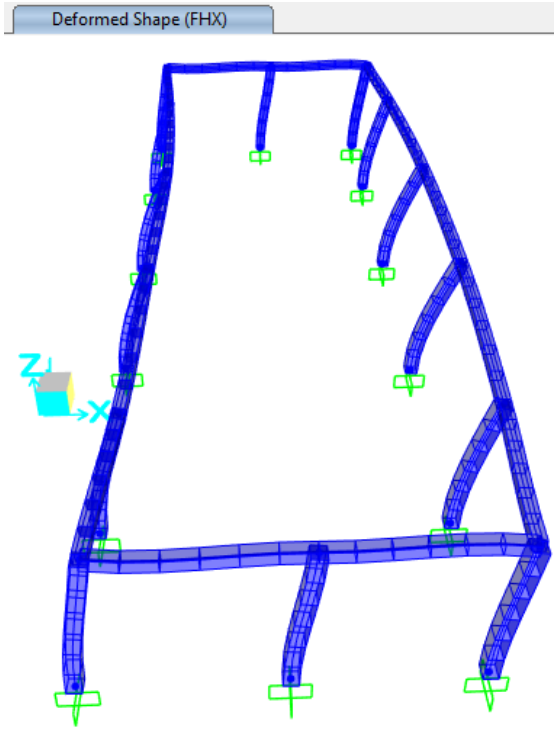
- **Caso de carga: SD_X**



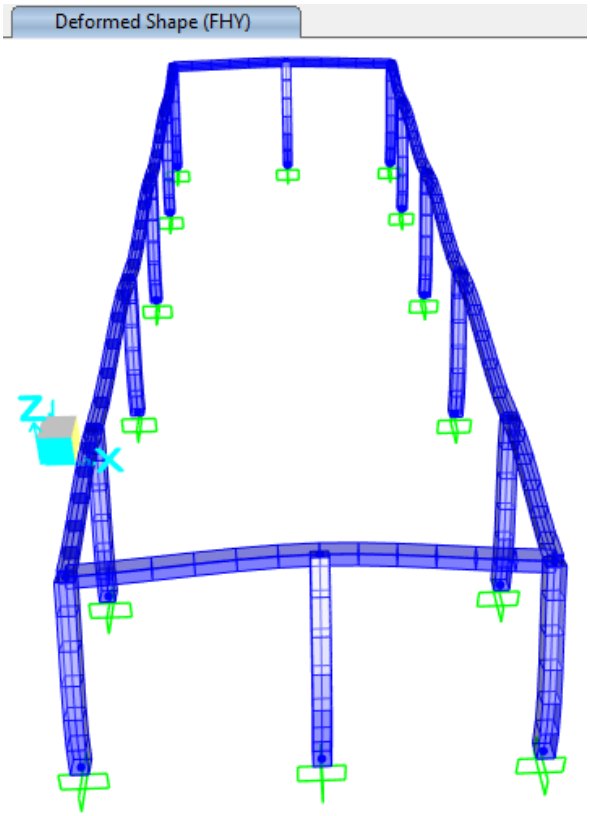
- **Caso de carga: SDY**



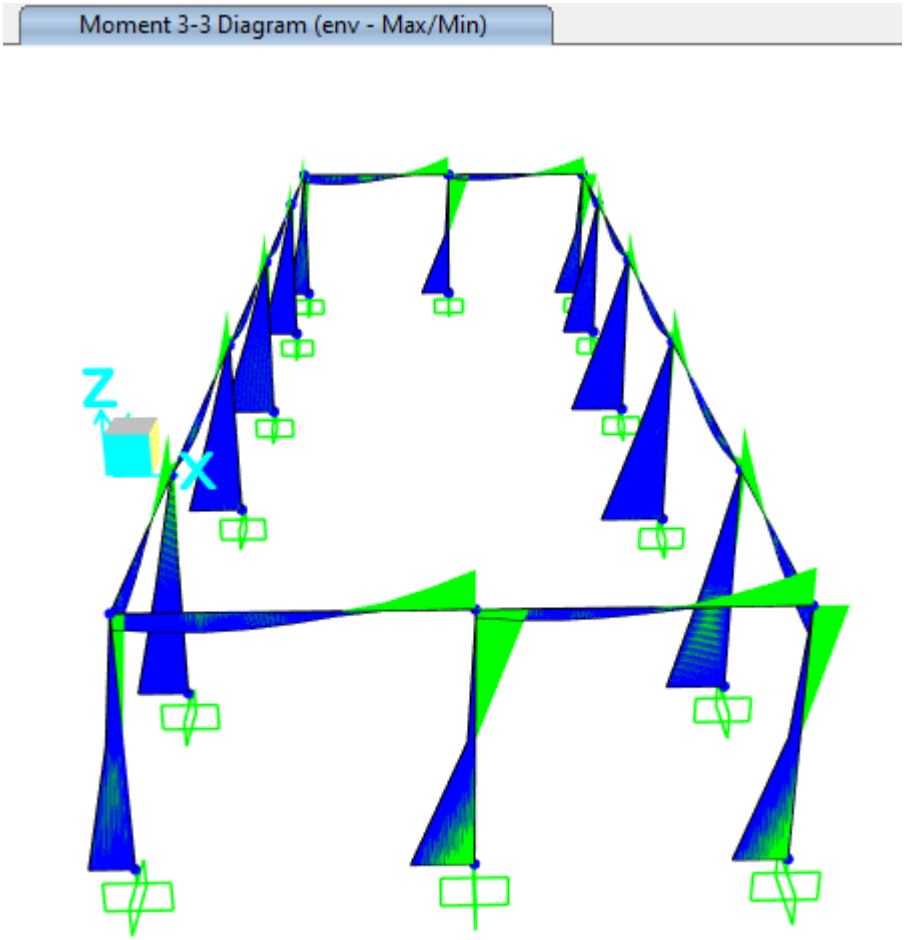
- **Caso de carga: FHE_X**



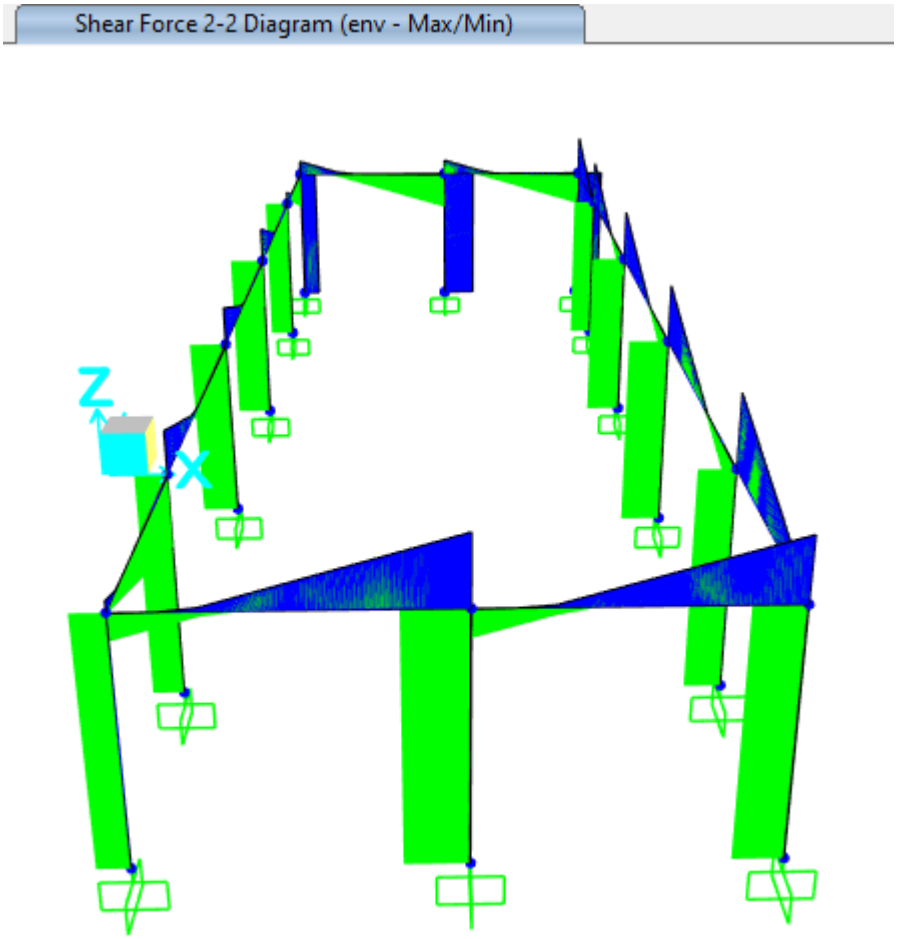
- **Caso de carga: FHE_Y**



11.4 Distribución de Momentos



11.5 Distribución de Cortantes



11.6 Chequeo de Derivas

A.6.3.1.1 — En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6), o edificaciones con diafragma flexible, la deriva máxima para el piso $\mathbf{i}$, Δ^{i}_{max}, corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, $\mathbf{j}$, calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso $\mathbf{i}$, $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior $(\mathbf{i-1})$ en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.

A.6.3.1.2 — En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6) la deriva máxima en cualquier punto del piso $\mathbf{i}$, se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con A.6.2.4, del punto en el piso $\mathbf{i}$ y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior $(\mathbf{i-1})$, por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^{i}_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2}\left(\delta^{i}_{tot,j} - \delta^{i-1}_{tot,j}\right)^2} \qquad \textbf{(A.6.3-1)}$$

11.6.1 Límites de las derivas

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\%\ \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.010\ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\%\ \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.005\ h_{pi}\right)$

11.6.2 Chequeo de desplazamientos máximos:

TABLE: Derivas Por Nivel					
Nivel	Caso	Direccion	Derivas	Drift Max %	Chequeo
N+3.40	FHX	X	0.00099		
N+3.40	FHY	Y	0.003819	0.395%	CUMPLE

9 DISEÑO ELEMENTOS SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA

9.1Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas se tendrá en cuenta lo estipulado en el literal C.21.3 de la NSR-10:

- C.21.3-1 Pórticos Moderados resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)
- C.21.3-2 Los detalles del refuerzo en un elemento de un pórtico deben satisfacer C.21.3.4 cuando la carga axial mayoradas de compresión del elemento, PU, no exceda $A_g * f'_c/10$ Cuando Pu es mayor, los detalles de refuerzo del pórtico deben cumplir con C.21.3.5

- Para el diseño de columnas se siguen los criterios establecidos por la NSR-10, en C.21.3.5. Por lo cual se tiene, para una capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico; en el caso en que se usen estribos rectangulares, se deben utilizar las siguientes ecuaciones:

C.21.3.5.6 — En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de so por una longitud lo, medida desde la cara del nudo. El espaciamiento so no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
(b) 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
(c) Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
(d) 150 mm.

La longitud lo, no debe ser menor que la mayor entre (e), (f) y (g):

(e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.
(f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
(g) 500 mm.

A continuación, para cada tipo de sección se evaluará primero la cantidad de ramas de estribos, para luego conocer la cantidad de barras longitudinales a colocar.

A. Fórmula [C.21.2 y C.21.3]

Verificando cuál de las anteriores ecuaciones arrojará un valor mayor se tiene:

$$A_{sh} = 0.2\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right] \qquad \text{(C.21-2)}$$

$$A_{sh} = 0.06\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-3)}$$

$$\boldsymbol{A_{sh} = 0.20 \times \frac{s \times b_c \times f'c}{f_{yt}} \times \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] = \quad 0.20 \times \left[\left(\frac{30x30}{25x25}\right) - 1\right] \times \frac{s \times b_c \times f'c}{f_{yt}}}$$

$$\boldsymbol{= 0.088 \times \frac{s \times b_c \times f'c}{f_{yt}}}$$

$$\boldsymbol{A_{sh} = 0.088 \times \frac{s \times b_c \times f'c}{f_{yt}}}$$

Por tanto, se observa que la primera ecuación, presenta un resultado valor y por lo tanto es la escogida:

$$A_{sh} = 0.088 \times \frac{s \times h_c \times f'c}{f_{yh}}$$

Para la anterior ecuación, la separación de refuerzo transversal (s) tiene las siguientes restricciones en NSR-10, estipuladas en C.21.3.5.6: La menor

Evaluando lo anterior; s =10 cm. Entonces, con f'_C 210 Kgf/cm^2, se tiene:

$$A_{sh}x = 0.088 \times \frac{10 \times 30 \times 210}{4200} = 1.32cm^2 \qquad \rightarrow \text{2 ramas de estribos \#3 (mínimas)}$$

Lo que significa, que para una cuantía mínima del 1% para la mayoría de las columnas:

$$\boldsymbol{0.01 \times 30cm \times 30cm = 9.00cm^2} \qquad \text{Se requieren 8 barras \#4: 10.16 cm}^2$$

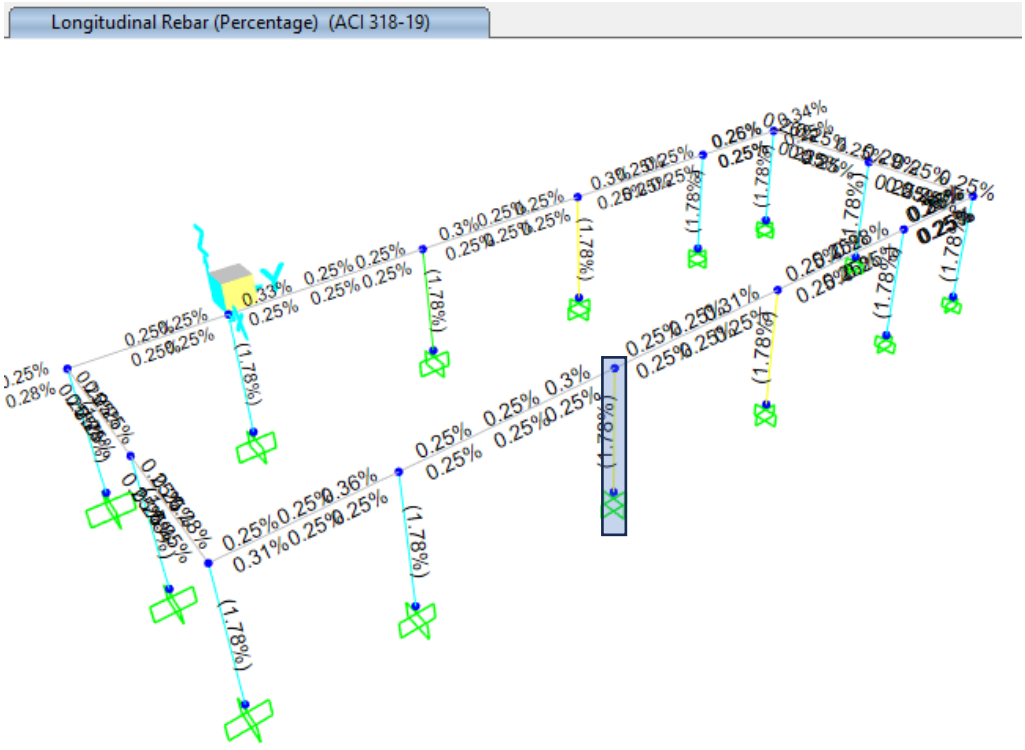
NOTA: estas cantidades de aceros pueden variar según el requerimiento de acero que se obtuvo del análisis estructural.

NSR-10 C.21.3.5.6	USANDO	So
a. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.	1/2"	101.6mm.
b. 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento	3/8"	152.4mm.
c. Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna	300 mm.	100mm.
d: 150 mm	150 mm.	150mm.

NSR-10 C.21.3.5.6	USANDO	Lo
e. Una sexta parte de la luz libre de la columna	250cm.	56.66cm.
f. la mayor dimensión de la sección transversal de la columna.	30cm.	35cm.
g: 500 mm	50cm.	50cm.

9.2 FLEXOCOMPRESIÓN BIAXIAL

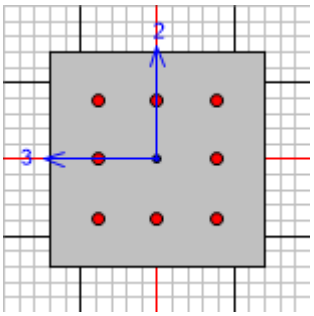
se realizará el diseño de la columna más crítica con dimensiones 30x30 con el método de flexo compresión



Como se mostró anteriormente, se realizará el diseño con la columna señalada en azul, considerada la más crítica para nuestro caso.

ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element : 521 B=0.3 D=0.3 dc=0.067
Section ID : COL 30X30 E=2534563.54 fc=2812.279 Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID : DCON2 L=3.133 Fy=42184.178 fys=42184.178
Station Loc : 0. RLLF=1.



Phi(Compression-Spiral): 0.75
Phi(Compression-Tied): 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear): 0.75
Phi(Seismic Shear): 0.6
Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.727	12.876	0.312	-5.192	0.312	0.312

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.391	1.	1.	1.	3.133
Minor Bending(M2)	0.785	1.	1.	1.	3.133

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	0.	2.528	5.401	0.	0.
Minor Shear(V3)	0.	0.004	5.401	0.	0.

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Shear VuTot	Shear phi*Vc	Joint Area
Major Shear(V2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(V3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

Notes:
N/A: Not Applicable
N/C: Not Calculated

G&G INGENIERIA ESPECIALIZADA S.A.S

DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAXIAL

PROYECTO: SENA MONTERIA

Modificar datos:

Datos

Cargas y momentos empleados

Fuerza axial de diseño	P_u =	12.876	Ton
Momento flexionante de diseño alrededor del eje x	M_{ux} =	0.312	Ton-m
Momento flexionante de diseño alrededor del eje y	M_{uy} =	5.192	Ton-m
Fuerza cortante de diseño en la dirección x	V_{ux} =	2.52	Ton
Fuerza cortante de diseño en la dirección y	V_{uy} =	0.2	Ton

Geometría

Longitud dirección x	b =	30	cm
Longitud dirección y	h =	30	cm
Altura libre	H =	3.4	cm
Recubrimiento	r =	4	cm
Recubrimiento efectiv	r_e =	5.75	cm
Número de varillas en x		3	var
Número de varillas en y		3	var

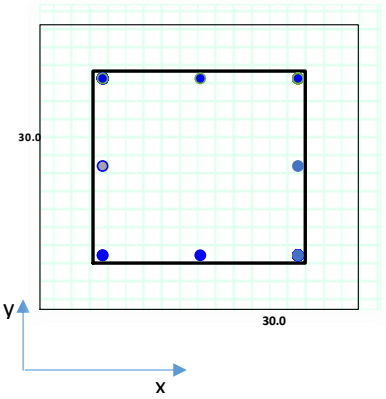
Materiales - concreto

Resistencia especificada de concreto a compresión	f 'c =	210	kg/cm²
Deformación unitaria máxima del concreto en compr	ε_{cu} =	0.003	
Tamaño máximo de los agregados	TMA =	3/4	"

Factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85, & si\ f'_c \le 280\ kg/cm^2 \\ 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 28}{7}\right) \ge & si\ f'_c > 280\ kg/cm^2 \end{cases}$$

β_1 = 0.850



Materiales - Acero refuerzo longitudinal y transversal

Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo	f_y=	4200	kg/cm²
Módulo de elasticidad del acero	E_s=	2000000	kg/cm²
Deformación unitaria de fluencia del acero	ε_y=	0.0021	
Diámetro de la barra longitudinal más gruesa	d_{bm}=	Ø 5/8"	
Diámetro del refuerzo transversal - Estribos	d_{be}=	Ø 3/8"	

I. Peralte efectivo y requisitos

Verificación del Recubrimiento de acero de refuerzo (Recomendación)

Para agregados: $r_1 = 1.25 \times TMA$ = 2.38 cm < 4.0 cm *Cumple*

Factores de resistencia

ø =	0.65	Flexocompresión	ø =	0.65	Aplastamiento
ø =	0.75	Cortante	ø =	0.9	torsión

Peralte efectivo donde: $r_e = rec + ø_{est} + ø/2$

$d_x = b - r_e$ = 24.25 cm $d_y = h - r_e$ = 24.25 cm

Requisitos que deben cumplir

donde: $A_g = b * h$ = 900 cm² A_g:Área bruta del concreto

b_{min} = min(b,h) = 30 cm $\frac{b_{max}}{b_{min}}$ = 1.00 < 4 *Cumple*

b_{max} = max(b,h) = 30 cm $b_{min} \ge$ 25 cm *Cumple*

Dirección x (momentos alrededor de x) ***Dirección y (momentos alrededor de y)***

Ni	y_s (cm)	Cantidad	Varilla	Cantidad	Varilla	A_{si}	Asi x di	x_s (cm)	Cantidad	Varilla	Cantidad	Varilla	A_{si}	Asi x di
1	5.75	3	Ø 5/8"			5.9379783	34.1211	3.00	3	Ø 5/8"			5.93798	17.8139
2	15.00	2	Ø 5/8"			3.9586522	59.3798	18.51	2	Ø 5/8"			3.95865	73.2648
3	24.25	3	Ø 5/8"			5.9379783	144.018	9.25	3	Ø 5/8"			5.93798	54.9486
4														
5														
6														
7														

Área total de refuerzo As_t = 15.83 cm^2 As_t = 15.83 cm^2

Cálculo de cuantía de diseño: $\rho = \frac{A_s}{bh}$ = 0.018 Verificación: 0.01 $\leq \rho \leq$ 0.04 *Cumple*

Cálculo de centro de gravedad

$Y_{cg} = \frac{h}{2}$ = 15.0 cm $X_{cg} = \frac{b}{2}$ = 15.0 cm

Cálculo de centroide plástico:

$Y_0 = \frac{(0.85\, f'_c A_g)(Y_{cg}) + (f_y)(\sum A_{si} d_i)}{0.85\, f'_c A_g + f_y \sum A_{si}}$ = 15.0 cm $X_0 = \frac{(0.85\, f'_c A_g)(X_{cg}) + (f_y)(\sum A_{si} d_i)}{0.85\, f'_c A_g + f_y \sum A_{si}}$ = 13.3 cm

2.1. Resistencia a flexocompresión

$P_{on} = 0.85\, f'_c\, (A_g - A_{st}) + f_y\, A_{st}$ = 224.3 Ton Carga concéntrica nominal

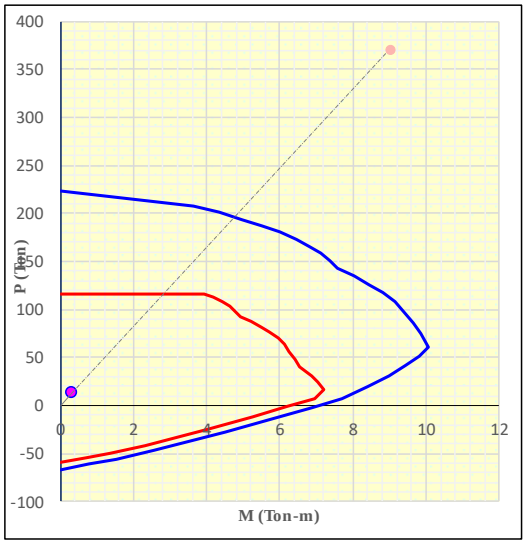
$Pn_{máx}$ = 0.8 * Pn = 179.5 Ton Carga axial máxima

φPn = 145.81377 Ton Carga concéntrica nominal reducida

0.8 φPn = 116.65102 Ton Carga axial reducida máxima

2.1.1. Diagrama de interacción Según: ACI

En dirección del eje X



Linea recta buscador: 9

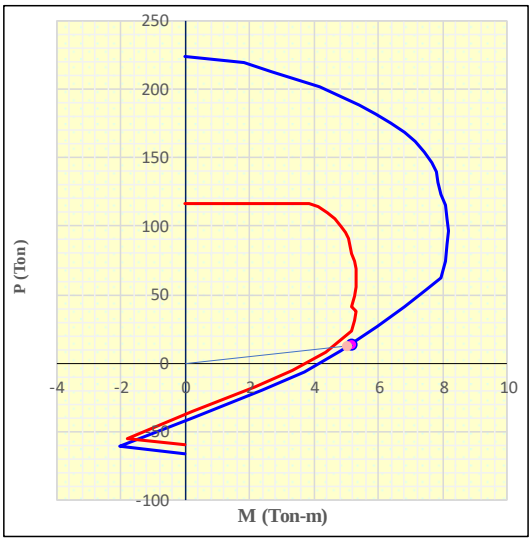
e_y = M_{ux}/P_u = 0.02423 m

Resistencia

ø M_x = 15 Ton-m

P_{nx} = 200 Ton

En dirección del eje Y



Linea recta buscador: 5

e_x = M_{uy}/P_u = 0.40323 m

Resistencia

ø M_y = 5.2 Ton-m

P_{ny} = 25 Ton

2.1.2. Interacción biaxial e índice de capacidad

Aplicando la ecuación de Bresler

donde:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

P_n: Es la resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial

P_{nx} : Es la resistencia nominal bajo la acción de momento unicamente en X (ey =0)

P_{ny} : Es la resistencia nominal bajo la acción de momento unicamente en Y (ex =0)

P_{on} : Es la resistencia nominal bajo la acción de carga axial unicamente (ex = ey =0)

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}} = 24.665621 \text{ ton}$$

ø P_n = min(øPn, ø$Pn_{máx}$) 16.032654 ton donde: $\frac{Pn}{Po}$ = 0.11

Verificación de la resistencia de diseño

$$I = \begin{cases} \frac{P_u}{\phi P_n}, & si\ \frac{P_n}{P_0} \geq 0.1 \\ \frac{M_{ux}}{\phi M_x} + \frac{M_{uy}}{\phi M_y}, & si\ \frac{P_n}{P_0} < 0.1 \end{cases}$$

I = 0.803 ≤ 1 Cumple

III. Refuerzo transversal (Fuerza cortante y restricciones contra el pandeo)

3.1. Datos de los estribos

Varilla de Ø 3/8" d_{be} = 0.953 cm Diámetro del refuerzo transversal

A_{se} = 0.713 cm^2 Área del refuerzo transversal

Varilla de Ø 5/8" d_{blmin} = 1.588 cm Diámetro de la barra longitudinal más delgada

3.2. Restricciones contra el pandeo

$$s_p \leq \begin{cases} \frac{850 d_{blmin}}{\sqrt{f_y}} = 20.8 \text{ cm} \\ 48 d_{be} = 45.7 \text{ cm} \\ \frac{b_{min}}{2} = 15.0 \text{ cm} \end{cases}$$

Adoptamos: Sp = 15.0 cm

3.3. Fuerza cortante

3.3.1. Dirección x

N_r = 2 Número de ramas

Av_x = 1.43 cm^2 Área de refuerzo transversal comprendido a una distancia s

Ast = 15.83 cm^2 Área de acero longitudinal total

$$\rho_w = \frac{A_{st}}{b * h} = 0.018$$

Limitación para la fuerza cortante de diseño

$$V_{umax} = \phi\, 2.1\sqrt{f'_c} h d_x = 16.606968 \text{ Ton}$$

V_{ux} = 2.5 Ton < V_{umax} = 16.61 *OK, cumple*

Fuerza cortante que toma el concreto donde:

Pu' = ø (0.7*f $_c$ * Ag + 2000As) = 106.58 Ton

Nu = min(Pu, Pu') = 12.88 Ton

$$\min(V_{C1},\ V_{C2},\ V_{c3}) = \begin{cases} V_{c1} = 0.53\left(1+\frac{N_u}{140A_g}\right)*\sqrt{f'_c}\ h\ d_x = 6.15946 \text{ Ton} \\ V_{c2} = (0.53\sqrt{f'_c} + 176*\rho_w*\frac{V_{ux}*d_x}{M_m})hd_x = 6.70883 \text{ Ton} \\ M_m = M_{ux} - N_u*\frac{(4*b-d_x)}{8} = -1.229 \text{ Ton-m} \\ V_{c3} = 0.9*\sqrt{f'_c}\ hd_x\sqrt{1+0.028\frac{N_u}{A_g}} = 11.2307 \text{ Ton} \end{cases}$$

Vc_x = 6.159 Ton

Cortante que asume el acero donde:

Vn_x = V_{ux} /ø = 3.36 Ton

Vn : Resistencia nominal al cortante

Vu : Fuerza cortante amplificada en la sección cortante

Vs_x = Vn_x - Vc_x = -2.799 Ton

Vn = Vc + Vs

donde:

Vc : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

Vs : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cor

$$s_{x1} = \frac{Av_x f_{yt} d_x}{V_{sx}} = -51.85665 \text{ cm} \qquad V_{sx} = \frac{Av_x f_{yt} d_x}{s_{x1}}$$

$$s_{x2} = \begin{cases} 0.50d_x, & si\ V_{ux} \le ø1.5\sqrt{f'_c}hd_x \\ 0.25d_x, & si\ V_{ux} > ø1.5\sqrt{f'_c}hd_x \end{cases} \qquad S_{x2} = 12.13 \text{ cm}$$

$$s_x = \begin{cases} min(s_{x1}, s_{x2}), & si\ V_{ux} > øV_{cx} \\ s_p, & si\ V_{ux} < øV_{cx} \end{cases} \qquad S_x = 15.00 \text{ cm}$$

3.3.2. Dirección y

N_r = 2 Número de ramas

Av_y = 1.43 cm^2 Área de refuerzo transversal comprendido a una distancia s

Ast = 15.83 cm^2 Área de acero longitudinal total

$$\rho_w = \frac{A_{st}}{b*h} = 0.018$$

Limitación para la fuerza cortante de diseño

$$V_{umax} = ø\ 2.1\sqrt{f'_c}bd_y = 16.607 \text{ Ton}$$

V_{uy} = 0.2 Ton < V_{umax} = 16.61 *OK, cumple*

Fuerza cortante que toma el concreto donde:

Pu' = ø (0.7*f $_c$ * Ag + 2000As) = 106.58 Ton

Nu = min(Pu, Pu') = 12.88 Ton

$$\min(V_{C1},\ V_{C2},\ V_{c3}) = \begin{cases} V_{c1} = 0.53\left(1+\frac{N_u}{140A_g}\right)*\sqrt{f'_c}\ b\ d_y = 6.159 \text{ Ton} \\ V_{c2} = \left(0.53\sqrt{f'_c} + 176*\rho_w*\frac{V_{uy}*d_y}{M_m}\right)bd_y = 5.618 \text{ Ton} \\ M_m = M_{uy} - N_u*\frac{(4*h-d_y)}{8} = 3.651 \text{ Ton-m} \\ V_{c3} = 0.9*\sqrt{f'_c}\ bd_y\sqrt{1+0.028\frac{N_u}{A_g}} = 11.231 \text{ Ton} \end{cases}$$

Vc_y = 5.618 Ton

Cortante que asume el acero donde:

Cortante que asume el acero

$Vn_y = V_{uy}/\phi =$ 0.27 Ton

$Vs_y = Vn_y - Vc_y =$ -5.352 Ton

donde:

Vn : Resistencia nominal al cortante

Vu : Fuerza cortante amplificada en la sección cortante

$Vn = Vc + Vs$

donde:

Vc : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

Vs : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de co

$$s_{y1} = \frac{Av_y f_{yt} d_y}{V_{sy}} = -27.126 \text{ cm} \qquad V_{sy} = \frac{Av_y f_{yt} d_y}{s_{y1}}$$

$$s_{y2} = \begin{cases} 0.50 d_y, & si\ V_{uy} \le \phi 1.5\sqrt{f'_c} b d_y \\ 0.25 d_y, & si\ V_{uy} > \phi 1.5\sqrt{f'_c} b d_y \end{cases} \qquad S_{y2} = 12.13 \text{ cm}$$

$$s_y = \begin{cases} min(s_{y1}, s_{y2}), & si\ V_{uy} > \phi V_{cy} \\ s_p, & si\ V_{uy} < \phi V_{cy} \end{cases} \qquad S_y = 15.00 \text{ cm}$$

3.3.3. Separación de estribos zona central y zonas de confinamiento (extremos)

Zonas de confinamiento (extremos)

- Zona de confinamiento

$$L_0 \ge \begin{cases} H/6 = 0.6 \text{ cm} \\ max(b, h) = 30.0 \text{ cm} \\ 50cm = 50.0 \text{ cm} \end{cases} \qquad L_o = 50.0 \text{ cm}$$

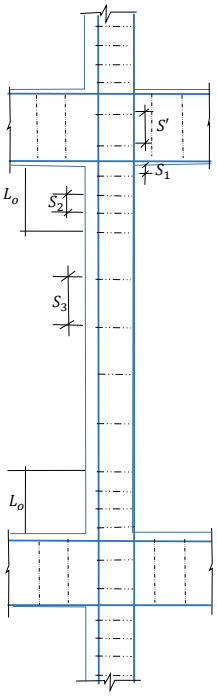
- El primer estribo sugerido de la cara es de 5 cm $S_1 =$ 5 cm

- Dentro de la zona de confinamiento

$$s_2 \le \begin{cases} 8 * db_{lmin} = 12.7 \text{ cm} \\ \min(0.33b, 0.33h) = 10.2 \text{ cm} \\ 16 * dbe = 15.24 \text{ cm} \\ 15cm = 15 \end{cases} \qquad S_2 = 10.2 \text{ cm}$$

Zona central

$s_3 \le 2 * s_2$ 20.4 cm $S3 =$ 15 cm



Zona Nudo

- El espaciamieno deberá ser S' ≤ 15 cm $S' =$ 10.2 cm

Entonces los estribos a usar ☑ ***1@0.05, 4@0.10, Resto @0.15***

3.3.4. Verificación de índice de capacidad zona central y zonas de confinamiento (extremos)

Zonas de confinamiento (extremos)

Indice de capacidad en x

$V_s = \frac{Av_x f_{yt} d_x}{s_2} + V_{cx} =$ 20.39 Ton $\frac{V_{ux}}{\phi V_s} =$ 0.165 ≤ 1 Cumple

Indice de capacidad en y

$V_s = \frac{Av_y f_{yt} d_y}{s_2} + V_{cy} =$ 19.85 Ton $\frac{V_{uy}}{\phi V_s} =$ 0.013 ≤ 1 Cumple

Zona central

Indice de capacidad en x

$V_s = \frac{Av_x f_{yt} d_x}{s_3} + V_{cx} =$ 15.84 Ton $\frac{V_{ux}}{\phi V_s} =$ 0.212 ≤ 1 Cumple

Indice de capacidad en y

$V_s = \frac{Av_y f_{yt} d_y}{s_3} + V_{cy} =$ 15.30 Ton $\frac{V_{uy}}{\phi V_s} =$ 0.017 ≤ 1 Cumple

12.Diseño de vigas

Requisitos de diseño sismorresistente para pórticos no prees forzados con capacidad de disipación moderada DMO:

Para el diseño de las vigas se tendrá en cuenta las siguientes recomendaciones planteadas en la NSR-10.

C.21.3 -Pórticos Moderados resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)

C.21.3.4.1 — El ancho del elemento (bw) no debe ser menor que 200 mm.

C.21.3.4.2 — La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no puede ser mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.

C.21.3.4.3 — En cualquier sección de la viga el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía, ρ, inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2") ó12M (12 mm), tanto arriba como abajo.

C.21.3.4.4-La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

C.21.3.4.5 — No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos.

C.21.3.4.6 — En ambos extremos del elemento, deben disponerse estribos cerrados de confinamiento al menos No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) *por longitudes iguales a 2h* , medidas desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado *a no más de 50 mm* de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) d /4.

(b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.

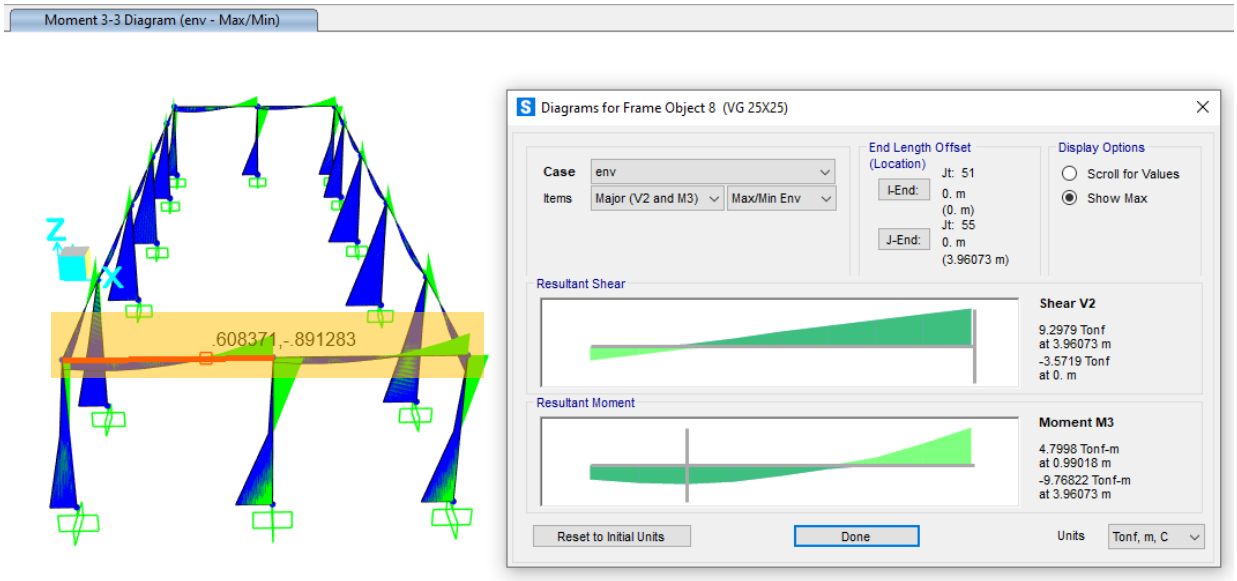
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

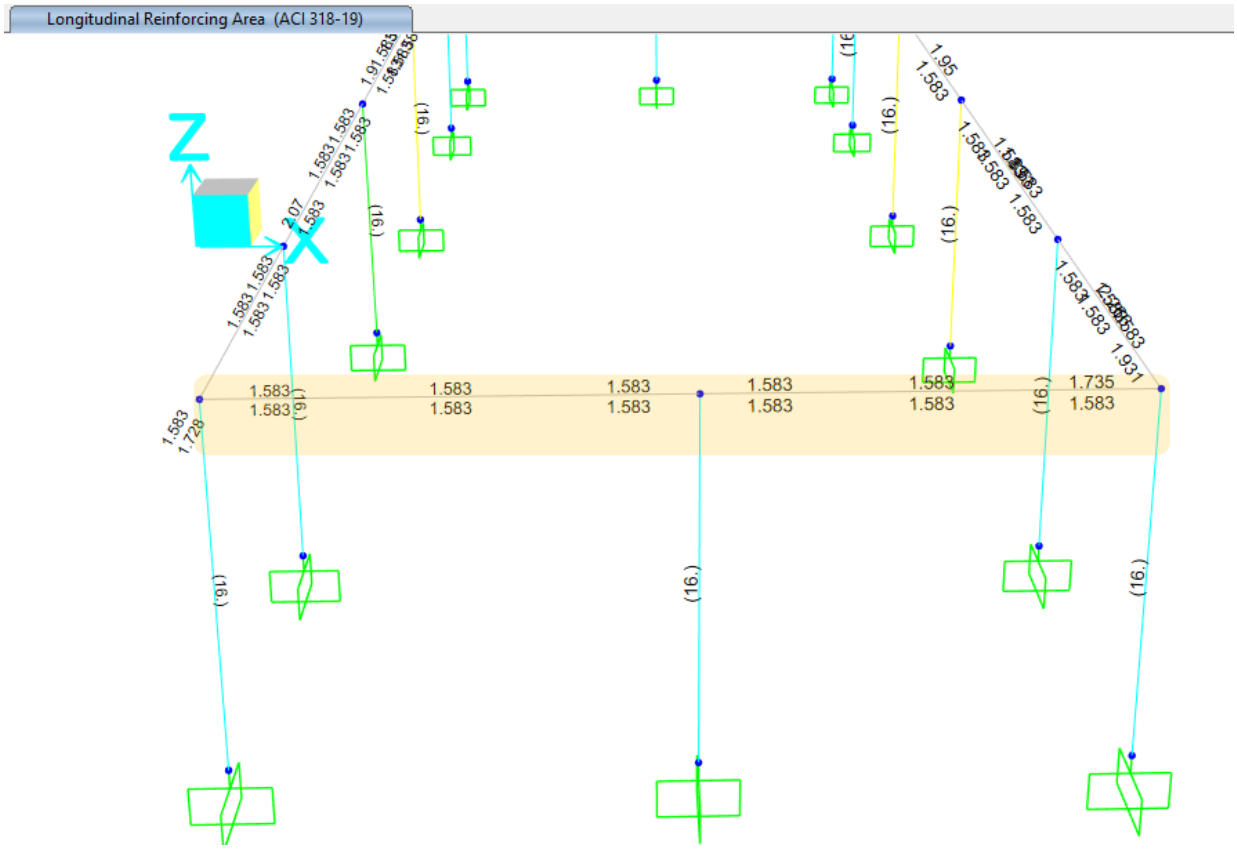
(d) 300 mm.

C.21.3.4.7 — Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.

C.7.10.5.3 — Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de *150 mm* libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

Para corroborar la veracidad de los resultados arrojados por el programa, se procede a realizar la comprobación con los momentos arrojados para la viga crítica la más cargada, en este caso el eje A es el de mayor solicitud;




Longitudinal Reinforcing Area (ACI 318-19)
Z
X
1.583
1.735
1.931
(16.)

VIGA 6 ENTRE EJES A Y C

	DISEÑO A FLEXIÓN	APOYO 1 Eje	CENTRO DE LUZ 1	APOYO 2 Eje 3
	CONCRETO (Kg/cm2.) =	210	210	210
	ACERO (Kg/cm2). =	4200	4200	4200
	b (cm.)=	25	25	25
	d (cm.) =	19.00	19.00	19.00
	MOMENTO ULTIMO (-) (Kg*cm). =	102,588	11,075	97,682
	K =	11.3671	1.2271	10.8235
	m =	23.5294	23.5294	23.5294
SUPERIOR	CUANTIA =	0.00312	0.00033	0.00297
SUPERIOR	AREA DE ACERO (cm2.)=	1.48	0.15	1.41
SUPERIOR	CUANTIA MINIMA=	0.00333	0.00333	0.00333
SUPERIOR	AREA DE ACERO MINIMA (cm2.)=	1.58	1.58	1.58
SUPERIOR	CUANTIA MAXIMA=	0.02500	0.02500	0.02500
SUPERIOR	AREA DE ACERO MÁXIMA (cm2.)=	11.88	11.88	11.88
SUPERIOR	Acero superior		3 Φ 1/2	
	MOMENTO ULTIMO (+) (Kg*cm). =	3,574	287,926	9,548
	K =	0.3960	31.9032	1.0580
	m =	23.5294	23.5294	23.5294
INFERIOR	CUANTIA =	0.00010	0.00950	0.00028
INFERIOR	AREA DE ACERO (cm2.)=	0.05	4.51	0.13
INFERIOR	CUANTIA MINIMA=	0.00333	0.00333	0.00333
INFERIOR	AREA DE ACERO MINIMA (cm2.)=	1.58	1.58	1.58
INFERIOR	CUANTIA MAXIMA=	0.01600	0.01600	0.01600
INFERIOR	AREA DE ACERO MÁXIMA (cm2.)=	7.60	7.60	7.60
INFERIOR	Acero inferior		3Φ 1/2"	

DISEÑO A CORTANTE	APOYO 1Eje	APOYO 2Eje 3
CORTANTE Vd (Kg) =	3,571	9,297
ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm^2.) =	7.5179	19.5726
ϕv_c Kg/cm^2.=	6.5284	6.5284
ACERO TRANSVERSAL (cm2) =	1.4200	1.4200
ϕv_s Kg/cm^2. =	0.9895	19.6990
S calculado =	241.08 cm.	12.11 cm.
C.21.5.3.2 (a)	4.75 cm.	4.75 cm.
C.21.5.3.2 (b)	12.7 cm.	12.7 cm.
C.21.5.3.2 (c)	22.86 cm.	22.86 cm.
C.21.5.3.2 (d)	30. cm.	30. cm.
Separación entre estribos en el h/2	4.75 cm.	4.75 cm.
Separación en el resto de la luz	15.0 cm Cumpla C.7.10.5.3.	12.11 cm.

13.Diseño de vigas de acero

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO - AISC			
PROYECTO:	CUBIERTA SENA	REFERENCIA:	
UBICACIÓN:	MONTERIA-CORDOBA	FECHA:	
DISEÑO:		CÁLCULO:	

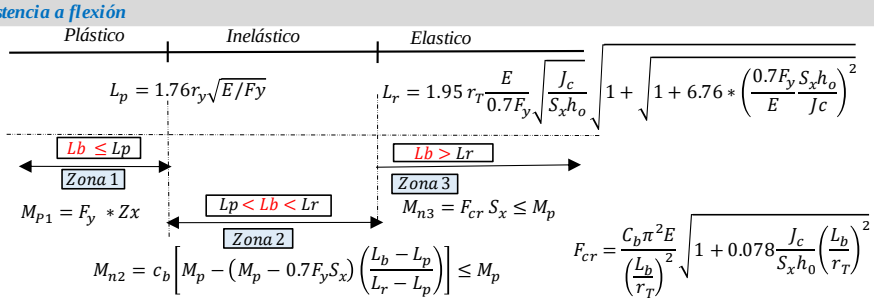
I. Datos de Entrada

Tipo de viga		2PAG220X80X20X3.00mm	
Momento último de diseño	Mu =	1.249	Ton-m
Cortante último de diseño	Vu =	0.216	Ton
Deflexión calculada	Δ_{Elas} =	0.06	cm
Longitud de la viga	L =	5.35	m
Longitud de trabajo libre de arriostramiento	L_b =	0.00	m
Tipo de acero		A-572 Gr. 50	
Esfuerzo de fluencia de acero	Fy =	3515.3	kg/cm2
Módulo de elasticidad del Acero	Es =	2039432	kg/cm2
Tiene regidizadores ?		No	

II. Propiedades Geométricas de la Viga

Peralte de la Viga	d =	22.00	cm	Módulo de alabeo	Cw =	143666689	cm^6
Longitud Libre del Alma	T =	0.00	cm	Módulo de torsión	J =	922	cm^4
Ancho del Patín	b_f =	16.00	cm	Módulo de Plástico	Z_x =	102.42	cm^3
Espersor del Patín	t_f =	0.30	cm	Módulo elástico	S_x =	89.80	cm^3
Espesor del Alma	t_w =	0.30	cm	Radio de giro efectivo	r_T =	2.54	cm
Inercia en X	I_{xx} =	582	cm^4	Radio de giro en Y	r_y =	5.33	cm
Inercia en Y	I_{yy} =	582	cm^4	Dist. Entre centros de patin	h_o =	21.70	cm

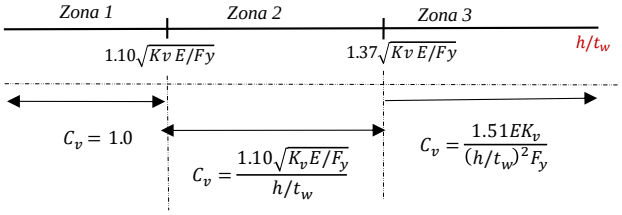
IV. Resistencia a flexión



Factor de modificación de pandeo lateral		C_b =	1.00	
Longitud plástico		L_p =	226.1	cm
Longitud Elástico		L_r =	3993.1	cm
	Donde:	L_b =	0.0	cm
	Donde:	$ø_b$ =	0.9	
Momento Resistencia a flexión, Ton-m		Mp1 =	3.60039	Zona 1

$øM_n$ = 3.24035 Ton-m > Mu = 1.249 Ton-m ¡Cumple! 39%

V. Resistencia a cortante



Coeficiente de pandeo de placa		Kv =	5	
		h/t_w =	0.00	
Limite inferior		$1.10\sqrt{Kv\,E/Fy}$ =	59.24	
Limite superior		$1.37\sqrt{Kv\,E/Fy}$ =	73.79	
Coeficiente Cv		Cv =	1	Zona 1
Área de Cortante	Aw = d*t_w	Aw =	6.6	cm^2
	Donde:	$ø_c$ =	0.9	
Resistencia a Cortante	Vn = 0.6*Fy*Aw * Cv	Vn =	13920.8	Kg

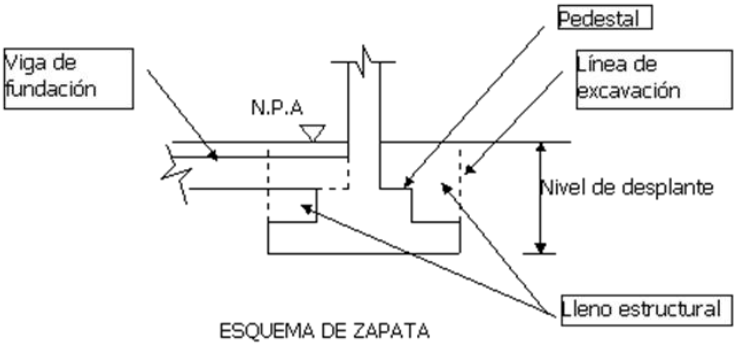
$øV_n$ = 12.5287 Ton > Vu = 0.216 Ton ¡Cumple! 2%

VI. Análisis de deflexión:

Deflexión permitida	L/360	Δ lim=	1.49	cm

Δ_{lim} = 1.49 cm > Δ_{Elas} = 0.06 cm ¡Cumple! 4%

14.Diseño de zapatas



ESQUEMA DE ZAPATA

Para el diseño de una zapata suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo (ver figura) pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que a cuantificación numérica de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas:

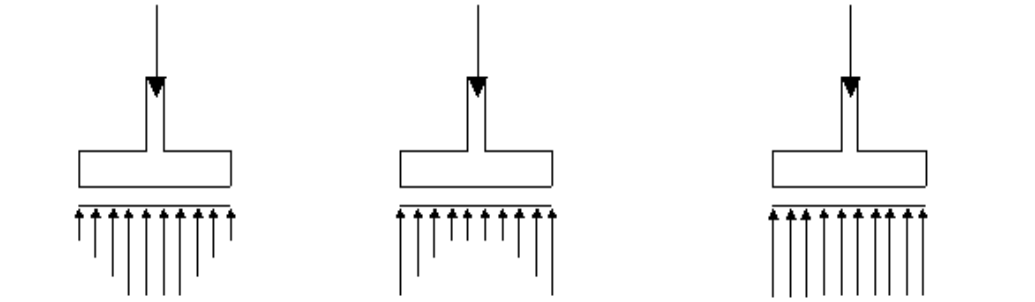

DIAGRAMA DE PRESIONES EN SUELOS GRANULARES

DIAGRAMA DE PRESIONES EN SUELOS COHESIVOS

DIAGRAMA DE PRESIONES ASUMIENDO BASE RÍGIDA

Como vimos en los estados límites, se debe controlar tanto la falla del suelo como la de la estructura de la fundación.

- **CONTROL DE RESISTENCIA DEL SUELO:**

En cuanto al suelo debemos verificar presión de contacto y volcamiento.

- ✓ Presión de contacto: Debemos verificar que los esfuerzos trasmitidos al terreno no sobrepasen el σadm del suelo.

$$\sigma adm\ del\ suelo \geq presión\ transmitida\ por\ la\ fundación$$

Sabemos que el esfuerzo o mejor en este caso la presión de contacto, está dada por una carga dividida por el área en que ella actúa. $$presión\ de\ contacto = \frac{P}{A}$$

Si la carga es transmitida por la estructura y corresponde a un valor de análisis, el único parámetro que podríamos manejar para controlar la presión de contacto sería el área de contacto A.

$$\sigma admisible\ del\ suelo \geq \frac{P}{A}$$

Despejando el área de contacto necesaria para cumplir con esta condición, tenemos:

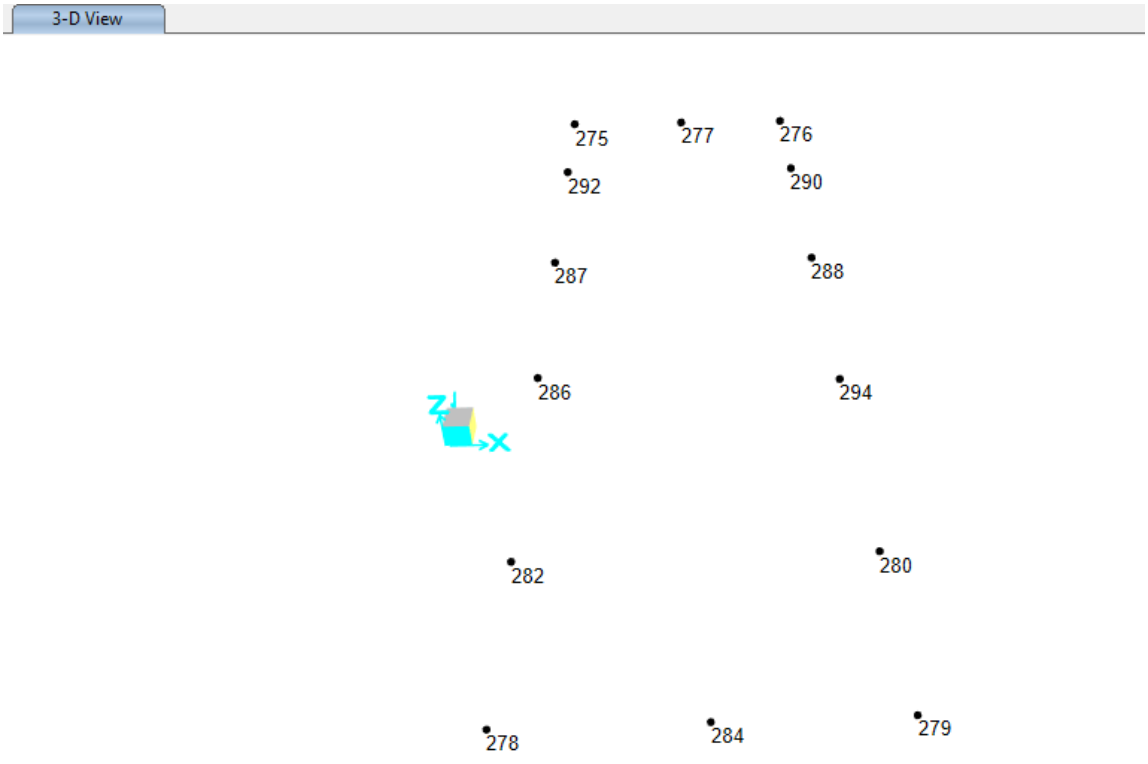
$$Area\ de\ contacto = \frac{cargas\ de\ la\ estructura + W\ propio\ de\ la\ fundación + W del\ suelo\ sobre\ fund.}{\sigma\ adm\ del\ suelo}$$

Notese que el esfuerzo admisible del suelo es un esfuerzo de trabajo, es decir, es el esfuerzo último dividido por un factor de seguridad que puede oscilar entre 2 y 3, dependiendo de la combinación de carga analizada (ver H.4 de la NSR-10), por lo tanto, las cargas de la estructura que se deben tener en cuenta en esta ecuación corresponden a cargas de servicio (no facturadas).

Una vez determinada el área de contacto se procede a calcular las dimensiones de la fundación. Si es cuadrada simplemente se encuentra la raíz cuadrada y si es rectangular (para el caso de que no quepa cuadrada) se asume una dimensión y se encuentra la otra, nunca una dimensión mayor que dos veces la otra dimensión (igual que una losa que trabaja en dos direcciones).

Capacidad portante = 18.87Ton/m2

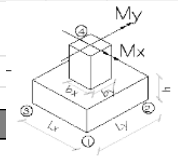
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
275	SERVICIO	Combination	-0.3366	-0.2141	3.6321	0.36596	-0.51159	-0.02676
276	SERVICIO	Combination	-0.0499	-0.2421	4.4572	0.44136	-0.31286	0.03799
277	SERVICIO	Combination	-0.2289	-0.2964	1.8287	0.20866	-0.44857	-0.00849
278	SERVICIO	Combination	-0.3441	0.1947	3.6451	-0.30209	-0.54316	0.03606
279	SERVICIO	Combination	-0.0823	0.2274	4.5853	-0.39691	-0.37222	-0.06457
280	SERVICIO	Combination	1.6214	0.2298	7.166	-0.32987	1.49062	-0.00923
282	SERVICIO	Combination	-1.0957	0.2232	7.7631	-0.28015	-1.21608	0.00528
284	SERVICIO	Combination	-0.2521	0.5577	2.2447	-0.79034	-0.49763	0.00805
286	SERVICIO	Combination	-2.1022	-0.0114	10.658	0.01394	-2.18956	0.01702
287	SERVICIO	Combination	-1.8853	-0.1133	10.7324	0.15564	-2.39544	-0.01101
288	SERVICIO	Combination	2.2446	-0.1034	10.4423	0.15564	1.64638	-0.00804
290	SERVICIO	Combination	1.6518	-0.2799	8.0313	0.41592	1.54723	0.02334
292	SERVICIO	Combination	-1.2954	-0.2341	8.1608	0.34286	-1.54741	-0.03738
294	SERVICIO	Combination	2.1549	0.0619	11.0925	-0.08088	1.68394	0.0034



A continuación, se anexan los cálculos de dimensiones y acero requerido para cada zapata.

A continuación, se muestra la tabla con el Diseño de las zapatas para el proyecto en cuestión, los colores representan dimensiones iguales, donde varían las zapatas cuadradas desde 1.00 hasta 1.50 metros de longitud.

HOJA DE CALCULO PARA ZAPATAS RECTANGULARES AISLADAS CON MOMENTOS EN DOS DIRECCIONES



PROYECTO: CUBIERTA SENA

CONTIENE: DISEÑO DE ZAPATAS

DATOS DE ENTRADA																RESULTADOS																				
COORDENADA EN EL MODELO	ZAPATA	CONCRETO (Kg/cm2.)	ACERO (Kg/cm2).	ESFUERZO ADMISCIBLE DEL SUELO (Ton/m2).	CARGA PUNTUAL (Ton.)	MOMENTO Y (Ton*m).	MOMENTO X (Ton*m).	Lx (m.)	Ly (m.)	h (m.)	RECUBRIMIENTO (cm.)	d (m.)	DIMENSIONES DE LA COLUMNA O PEDESTAL			CHEQUEO ESFUERZOS APLICADOS SOBRE EL SUELO (Ton/m2)				REVISION ESPESOR ASUMIDO; CORTANTE EN UNA DIRECCIÒN:			CORTANTE EN DOS DIRECCIÒNES:			DISEÑO A FLEXION								
													bx (m.)	by (m.)	α	1	2	3	4	CORTANTE ULTIMO (ton.)	CORTANTE RESISTENTE (ton.)		d ASUMIDO (cm)	MAXIMO ESPESOR CHEQUEADO (cm.)		MOMENTO ULTIMO (tonxm.)	CUANTIA SEGÚN DISEÑO	AREA DE ACERO A SUMINISTRAR (cm2)=							
275	1	280	4200	18.87	3.63	0.37	-0.51	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	20	2.76	2.76	4.51	8.90	0.74	16.96	O.K.	22.50	0.9	O.K.	0.42	0.0002	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
276	2	280	4200	18.87	4.46	0.44	-0.31	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	5.23	5.23	3.69	8.98	0.78	16.96	O.K.	22.50	1.0	O.K.	0.46	0.0002	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
277	3	280	4200	18.87	1.83	0.21	-0.45	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	0.39	0.39	3.27	5.77	0.49	16.96	O.K.	22.50	0.4	O.K.	0.28	0.0001	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
278	4	280	4200	18.87	3.65	-0.30	-0.54	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	2.20	1.43	8.72	5.09	0.76	16.96	O.K.	22.50	0.9	O.K.	0.43	0.0002	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
279	5	280	4200	18.87	4.59	-0.40	-0.37	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	4.73	4.73	9.20	4.44	0.77	16.96	O.K.	22.50	1.1	O.K.	0.45	0.0002	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
280	6	280	4200	18.87	7.17	-0.33	1.49	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	18.09	14.13	0.20	14.13	1.75	16.96	O.K.	22.50	1.7	O.K.	0.98	0.0005	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
282	7	280	4200	18.87	7.76	-0.28	-1.22	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	2.15	2.15	16.74	13.38	1.64	16.96	O.K.	22.50	1.8	O.K.	0.93	0.0005	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
284	8	280	4200	18.87	2.24	-0.79	-0.50	1.00	1.00	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	40	4.00	4.00	9.97	0.49	0.76	16.96	O.K.	22.50	0.5	O.K.	0.43	0.0002	7.43	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
286	9	280	4200	18.87	10.66	0.01	-2.19	1.50	1.50	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	0.82	0.87	8.60	8.65	5.69	25.44	O.K.	22.50	3.4	O.K.	2.61	0.0009	11.14	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
287	10	280	4200	18.87	10.73	0.16	-2.40	1.50	1.50	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	0.79	0.79	8.75	9.31	5.95	25.44	O.K.	22.50	3.4	O.K.	2.73	0.0010	11.14	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
288	11	280	4200	18.87	10.44	0.16	1.65	1.50	1.50	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	40	7.29	7.84	1.44	1.99	5.07	25.44	O.K.	22.50	3.3	O.K.	2.33	0.0008	11.14	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
290	12	280	4200	18.87	8.03	0.42	1.55	1.50	1.50	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	5.58	7.06	0.08	1.56	4.19	25.44	O.K.	22.50	2.5	O.K.	1.92	0.0007	11.14	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
292	13	280	4200	18.87	8.16	0.34	-1.55	1.50	1.50	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	30	0.27	1.49	5.77	6.99	4.23	25.44	O.K.	22.50	2.6	O.K.	1.94	0.0007	11.14	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										
294	14	280	4200	18.87	11.09	-0.08	1.68	1.50	1.50	0.30	7.50	0.23	0.40	0.40	40	8.07	7.78	14.30	1.79	7.67	25.44	O.K.	22.50	3.5	O.K.	3.55	0.0012	11.14	O.K
																O.K	O.K	O.K	O.K										

15. Diseño de vigas de cimentación

Se debe cumplir lo exigido por la NSR-10 en A.3.6.4.2

A.3.6.4.2 — Vigas de amarre en la cimentación — Los elementos de cimentación, tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o "caissons", etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de (0.25Aa) veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en A.3.7.

TENSIÓN = COMPRESIÓN

$$T = C = 0.25 \times A_a \times P_{u\max} = 0.25 \times 0.10 \times P_{u\max} = 0.025 \times P_{u\max}$$

Por lo tanto, lo último que queda es verificar que acero de ajuste se requiere por el efecto de las cargas verticales sobre dichas vigas; como peso propio y el peso de los muros de primer piso. El diseño de estas vigas de fundación, con todos los anteriores criterios podrá verse completo en los planos.

	COMPRESIÓN						
		Ø	0.65		**CONCRETO (Kg/cm^2.) =**	280.0	
					ACERO (Kg/cm^2). =	4,200.0	
C=	1,507,029.6	150702.962			**b_x(cm.)=**	30.0 cm.	
					h_y (cm.)=	40.0 cm.	
					d' (cm.) =	7.5 cm.	
					d_x (cm.) =	32.5 cm.	
					Asmin (cm^2). =	3.25 cm2.	
					Asmax (cm^2). =	15.60 cm2.	
					As$_{total}$ (cm^2). =	5.94 cm2. 3 N °5	
				q=Fy*As/(F'c*b*d)		0.091384615	
				MR=0.9AsFyd(1-0.5q)		696,386 Kg-cm	6.96 Ton-m
			C.10.3.5.2 NSR-10	C = 0.75*Φ*(0.85*F'c*(b*h-A$_{stotal}$) + A$_{stotal}$*Fy) =		150,703 Kg.	151 Ton.
				T=0.9Fy*Ast		22,453 Kg.	22 Ton.

TABLE: Joint Reactions							REVISIÓNA.3.6.4.2 NSR-10	Chequear Momento M1	Chequear Momento M2
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2			
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m			
275	ENVOLVENT	-0.3879	-0.1894	4.5917	0.47102	-0.58986	-0.03065	CUMPLE!	CUMPLE!
275	ENVOLVENT	-1.9368	-0.2888	1.3753	0.25983	-3.62227	-0.11686	CUMPLE!	CUMPLE!
276	ENVOLVENT	-0.058	-0.139	5.9643	0.56904	-0.36188	0.04978	CUMPLE!	CUMPLE!
276	ENVOLVENT	-1.7471	-0.3121	4.275	0.30374	-3.50109	-0.08175	CUMPLE!	CUMPLE!
277	ENVOLVENT	-0.2642	-0.2005	2.2707	0.27038	-0.51798	-0.01003	CUMPLE!	CUMPLE!
277	ENVOLVENT	-2.0983	-0.3815	1.3593	0.11778	-3.77341	-0.02723	CUMPLE!	CUMPLE!
278	ENVOLVENT	-0.3967	0.2508	4.6182	-0.11932	-0.62629	0.11733	CUMPLE!	CUMPLE!
278	ENVOLVENT	-2.1091	0.1241	1.1544	-0.38883	-3.9849	0.04174	CUMPLE!	CUMPLE!
279	ENVOLVENT	-0.0953	0.2934	6.218	-0.31995	-0.42997	0.05659	CUMPLE!	CUMPLE!
279	ENVOLVENT	-1.9406	0.1588	4.4937	-0.51172	-3.88619	-0.08321	CUMPLE!	CUMPLE!
280	ENVOLVENT	2.1008	0.296	9.1669	-0.28694	1.93279	0.16566	CUMPLE!	CUMPLE!
280	ENVOLVENT	-0.6749	0.1874	5.2148	-0.42481	-3.20586	-0.01182	CUMPLE!	CUMPLE!
282	ENVOLVENT	-1.2616	0.2843	9.9358	-0.07138	-1.39994	0.31807	CUMPLE!	CUMPLE!
282	ENVOLVENT	-2.5819	0.0882	5.4536	-0.35776	-5.09722	0.00609	CUMPLE!	CUMPLE!
284	ENVOLVENT	-0.291	0.7181	2.8099	-0.57466	-0.57428	0.04848	CUMPLE!	CUMPLE!
284	ENVOLVENT	-2.3118	0.4039	1.6704	-1.01699	-4.17659	0.00929	CUMPLE!	CUMPLE!
286	ENVOLVENT	-2.4224	-0.013	13.6973	0.06906	-2.52266	0.06951	CUMPLE!	CUMPLE!
286	ENVOLVENT	-4.8083	-0.0357	6.7978	0.01578	-9.62242	0.0197	CUMPLE!	CAMBIAR
287	ENVOLVENT	-2.1722	-0.0728	13.7746	0.19813	-2.76031	-0.0126	CUMPLE!	CUMPLE!
287	ENVOLVENT	-4.4382	-0.143	6.9097	0.11504	-9.32203	-0.25747	CUMPLE!	CAMBIAR
288	ENVOLVENT	2.9076	-0.0647	13.4023	0.20095	2.13562	-0.00931	CUMPLE!	CUMPLE!
288	ENVOLVENT	-1.4792	-0.1336	8.0881	0.09322	-6.43312	-0.09164	CUMPLE!	CUMPLE!
290	ENVOLVENT	2.1399	-0.197	10.2595	0.53621	2.00679	0.03026	CUMPLE!	CUMPLE!
290	ENVOLVENT	-0.9159	-0.3607	6.269	0.30132	-3.2564	-0.13361	CUMPLE!	CUMPLE!
292	ENVOLVENT	-1.4918	-0.1568	10.4228	0.44139	-1.78231	-0.04306	CUMPLE!	CUMPLE!
292	ENVOLVENT	-2.9357	-0.3011	5.4782	0.21754	-5.36771	-0.17954	CUMPLE!	CUMPLE!
294	ENVOLVENT	2.7909	0.0869	14.2403	-0.09112	2.1834	0.09794	CUMPLE!	CUMPLE!
294	ENVOLVENT	-1.3836	0.0623	8.6754	-0.12089	-6.00196	0.00388	CUMPLE!	CUMPLE!

Como se puede apreciar en esta tabla, el chequeo de momentos 1 y 2 cumplen a cabalidad con los parámetros normativos contemplados en la NSR-10. Las dimensiones estipuladas para las vigas de cimentación serán de 30cm de base por 40cm de peralte, con una disposición de acero superior e inferior de 3 barras N°5.

Para los puntos que no cumplen con el chequeo, se le colocara 4barras #5, en los puntos 286 y 287, para ambos sentidos.

16. Diseño de piso

Para el diseño de piso se tiene en cuenta:

Clase		Parámetros del Concreto				
		Resistencia a Compresión - 28 Días	Espesor mínimo sugerido 1	Asentamiento 2	Contenido de aire 4	Aditivos 2
	Referencia ACI	Tabla 6.1 psi (MPa)	Ver ACI 360 pulg (mm)	Tabla 6.1 Pulg (mm)	Sección 6.2.3 (también ver ACI 201.2R)	Tabla 6.1 psi (MPa)
1	Liviana peatonal / residencial	3000 (20.7)	4" (102)	5" (127)	Varía según exposición	Todos los tipos
2	Peatonal, oficinas, etc	3000 (20.7)	4" (102)	5" (127)	Varía según exposición	Todos los tipos
3	Peatonal, caminos, exteriores para llantas neumáticas y vías.	3000 (20.7)	4" (102)	5" (127)	Varía según exposición	Todos los tipos
4	Peatonal y vehicular liviano Comercial	3500 (24.1)	5" (127)	5" (127)	Varía según exposición	Todos los tipos
5	Tráfico Neumático Industrial	3500 (24.1)	5" (127)	5" (127)	Varía según exposición	Todos los tipos
6	Tráfico industrial de ruedas duras	3500 (24.1)	6" (152)	5" (127)	Varía sin aire con superficies especiales	Sin cloruro con acabados metálicos
7	Base	3500 (24.1)	6" (152)	5" (127)	Varía	Sin cloruro con acabados metálicos
	Capa superior	5000 (34.5)	3/4" (19)	3" (76)		
8	Capa superior	4000 (27.6)	2 1/2" (63)	3" (76)	Varía	Varía
9	Súper Plano	4000 (27.6)	5" (127)	5" (127)	Normalmente sin aire incluido	

Ilustración 1.Placa contra piso e=10 Cm.

El espesor se obtiene mediante lo expuesto en la NSR-10, por lo tanto, se usarán 10.0 cm. Se hará la revisión de la separación de las juntas.

El concreto (hormigón) se expande y se contrae con los cambios de humedad y de temperatura. La tendencia general es a contraerse y esto causa el agrietamiento a edad temprana. Las grietas irregulares son feas y difíciles de manejar, pero generalmente no afectan la integridad del concreto. Las juntas son simplemente grietas planificadas previamente. Las juntas en las losas de concreto pueden ser creadas mediante moldes, herramientas, aserrado y con la colocación de formadores de juntas.

El espaciamiento máximo de las juntas debe ser de 24 a 36 veces el espesor de la losa por lo tanto usaremos juntos a los 2.5 m.



17. NOTAS GENERALES Y RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN

Deben realizarse ensayos sobre muestras representativas de los materiales de construcción cumpliendo las siguientes normas:

Para el acero de refuerzo:

- El refuerzo corrugado debe cumplir la norma NTC 248.

Para el concreto:

- Se debe utilizar en el diseño de mezclas agregado de origen sedimentario (caliza).
- La elaboración y curado de especímenes de concreto deben cumplir l norma NTC 550.
- El ensayo de resistencia a la compresión simple de cilindros de concreto debe cumplir la norma NTC 673.

Para los vaciados de concreto deben tomarse muestras mediante cilindros para ensayos de resistencia de concreto con la siguiente periodicidad:

- 1 muestra al día.
- 1 muestra por cada 40 m3 de concreto vaciado.
- 1 muestra por cada 200 m2 de área de losas o muros.
- 1 muestra de concreto de muros por cada vaciado.
- 1 muestra de concreto por cada tipo de mezcla.

La muestra consta de 6 cilindros: 2 para fallarlos a los 7 días, 2 para fallarlos a los 28 día y quedan 2 testigos Para fallarlos a los 56 días en caso de ser necesario.

Yo Diana Patricia Arenas Madrigal, Certifico que cumplo con la experiencia profesional exigida por la reglamentación vigente y que el diseño estructural de esta estructura, expresado en las memorias de cálculos y en los planos adjuntos.

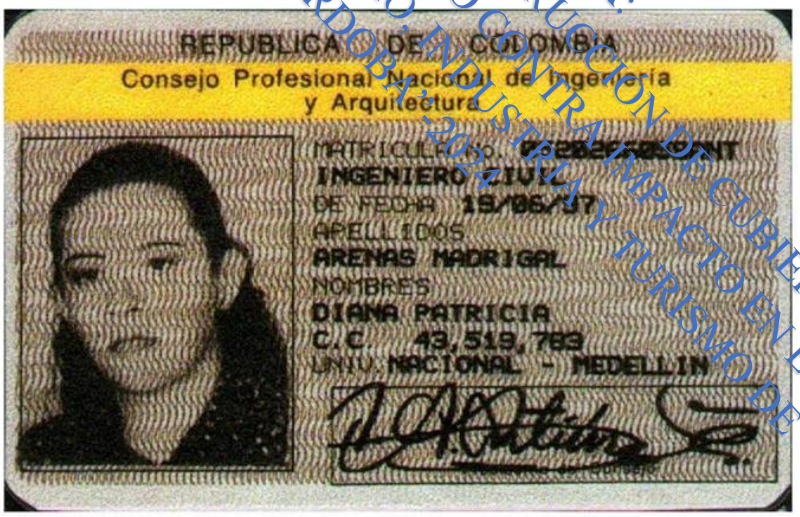
INGENIERA CALCULISTA

VALIDO PAPA:
ESTUDIOS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA, ANDENES Y CERRAMIENTO CONTRA IMPACTO EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CORDOBA - 2024

Diana Patricia Arenas Madrigal
Ingeniera Civil
Esp. En Diseño Estructural
Esp. En Patología de la Construcción
M.P Nº05202 - 66059 Antioquia







ESTUDIOS, DISEÑOS Y CONSTRUCCION DE CUBIERTA, ANDENES Y CERRAMIENTO CONTRA IMPACTO EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CORDOBA - 2021
VALIDO PARA:

REPÚBLICA DE COLOMBIA

COPNIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2024-3131972

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que DIANA PATRICIA ARENAS MADRIGAL, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 43519783, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 05202-66059 desde el 19 de Junio de 1997, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 904.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los siete (07) días del mes de Noviembre del año dos mil veinticuatro (2024).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

VALIDO PAPA:
ESTUDIOS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA, ANDENES Y CERRAMIENTO CONTRA IMPACTO EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CORDOBA" -2024

Firmal del titular (*)

ESTUDIOS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CUBIERTA, ANDENES Y CERRAMIENTO CONTRA IMPACTO EN EL CENTRO DE COMERCIO, INDUSTRIA Y TURISMO DE CORDOBA" -2024
VALIDO PAPA:

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.