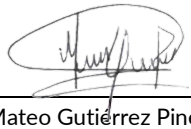
MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

PROYECTO:

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LOS DIFERENTES EQUIPAMIENTOS, INFRAESTRUCTURA Y PROYECTOS ESTRATÉGICOS DEL MUNICIPIO DE SUBACHOQUE, CUNDINAMARCA

ELABORACIÓN		
Elaboró	**Vo. Bo.**	**Aprobó**
		
Mateo Gutiérrez Pineda		Secretaria de planeación de Subachoque
Especialista en estructuras		

CONTROL DE CAMBIOS		
Versión	**Fecha**	**Descripción del cambio**
1	28/05/2025	Emisión para revisión del cliente

Tabla de contenido

1. Presentación 9
2. Localización 9
2.1. Zona de amenaza sísmica 9
2.2. Valores de Aa y Av 10
3. Generalidades 10
3.1. Normas de diseño 10
3.2. Descripción del proyecto 10
3.3. Especificaciones de los materiales 11
3.4. Recubrimientos de elementos 11
3.5. Método de diseño 11
3.6. Modelo computacional de diseño 12
3.7. Curado del concreto 13
4. Definición de los movimientos sísmicos de diseño 13
4.1. Coeficientes de sitio Fa, Fv 13
4.2. Grupo de uso 14
5. Espectro sísmico de diseño 15
6. Definición de las características de la estructura y materiales 17
6.1. Materiales empleados en el diseño 17
6.2. Capacidad de disipación de energía 17
6.3. Sistema estructural 17
7. Grado de irregularidad de la estructura 18
7.1. Irregularidad en planta 18
7.2. Irregularidad en altura 21
7.3. Ausencia de redundancia 24
8. Cálculo de cargas 26
8.1. Cargas muertas 26
8.2. Cargas vivas 26
8.3. Carga de viento 27
9. Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño 27
9.1. Peso de la estructura 27
9.2. Cálculo del periodo aproximado Ta 28

9.3. Cálculo del periodo fundamental de la estructura (T) 28
9.4. Cálculo del valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración fundamental (Sa) 29
9.5. Cálculo del cortante basal Vs 29
10. Análisis sísmico método espectral 30
10.1. Chequeos del modelo sísmico de diseño 31
10.1.1. Reacciones en la base 32
10.1.2. Ajuste de la fuerza sísmica 32
11. Diseño de superestructura 32
11.1. Combinaciones de carga 33
11.2. Vista 3D de modelo 34
11.3. Secciones utilizadas 35
11.4. Formas modales 36
11.5. Participación modal 36
11.6. Deformadas 37
11.6.1. Imagen deformada carga muerta 37
11.6.2. Imagen deformada carga viva 37
11.6.3. Imagen deformada por sismo en X 38
11.6.4. Imagen deformada por sismo en Y 38
11.7. Derivas 38
11.8. Diseño de elementos estructurales 40
11.8.1. Diseño de columnas 40
11.8.2. Diseño de vigas de concreto 52
11.9. Cubierta 55
12. Diseño de cimentación 55
12.1. Geometría de la cimentación 56
12.2. Cargas sobre la cimentación 57
12.3. Combinaciones de carga 57
12.4. Esfuerzo sobre el terreno 59
12.5. Asentamientos 59
12.6. Refuerzo de zapatas 60
12.7. Vigas de cimentación 60

12.7.1. Diseño de vigas de cimentación a flexión 61
12.7.2. Diseño de vigas de cimentación a cortante 62
13. Tanque enterrado 64
13.1. Modelo estructural de tanque 64
13.2. Avaluó de cargas 64
13.2.1. Cargas de fluido 64
13.2.2. Cargas de presión del suelo ejercida en los muros 65
13.3. Simulación de rigidez del suelo 66
13.4. Verificación de Asentamiento máximo 66
13.5. Verificación de capacidad portante 67
13.6. Acero requerido tanque 67
14. Conclusiones y recomendaciones 71

Lista de tablas

Tabla 1: Materiales empleados. 11

Tabla 2: Recubrimientos de elementos 11

Tabla 3. Parámetros geotécnicos. 13

Tabla 4. Valores del coeficiente Fa. Fuente: NSR-10 - Título A. 14

Tabla 5. Valores del coeficiente Fv. Fuente: NSR-10 - Título A. 14

Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia. Fuente: NSR-10 - Título A. 15

Tabla 7. Periodos calculados para el espectro elástico de aceleraciones de diseño. 16

Tabla 8. Especificaciones de elementos en concreto. 17

Tabla 9. Especificaciones de elementos en acero. 17

Tabla 10. Análisis de determinación de irregularidad en planta. 20

Tabla 11. Análisis de determinación de irregularidad en altura. 23

Tabla 12. Análisis de determinación de irregularidad por ausencia de redundancia. 25

Tabla 13. Valores de carga muerta tomado para el diseño. 26

Tabla 14. Valor de carga viva según el tipo de uso de la estructura. Fuente: NSR-10-Título B. 26

Tabla 15. Valores de carga viva tomado para el diseño. 27

Tabla 16. Valores de carga de viento tomado para el diseño. 27

Tabla 17. Valores de los parámetros Ct y α para el cálculo de Ta. Fuente: NSR-10-Título A. 28

Tabla 18. Chequeo reacciones en la base. 32

Tabla 19. Secciones utilizadas en el modelo. 35

Tabla 20. Participación modal. 36

Tabla 21. Verificación de derivas en dirección X. 38

Tabla 22. Verificación de derivas en dirección Y. 39

Tabla 23. Análisis de diagrama de interacción de columna en dirección Y. 43

Tabla 24. Análisis de diagrama de interacción de columna en dirección X. 47

Tabla 25. Diseño a cortante de columna. 51

Tabla 26. Diseño de vigas en concreto a flexión. 54

Tabla 27. Diseño a cortante de vigas en concreto. 55

Tabla 28. Parámetro geotécnicos. 56

Tabla 29. Combinaciones de carga empleadas para el modelo. 58

Tabla 30. Diseño a flexión de vigas de cimentación. 62

Tabla 31. Diseño a cortante de vigas de cimentación. 63

Tabla 32: Carga de fluidos. 64

Lista de ilustraciones

Ilustración 1. Localización general del proyecto. 9

Ilustración 2. Isométrico de la estructura. 10

Ilustración 3. Espectro elástico de aceleraciones de diseño. Fuente: NSR-10 - Título A. 16

Ilustración 4. Espectro elástico de aceleraciones de diseño. Fuente: NSR-10 - Título A. 16

Ilustración 5. Estructura modelada vista en 3D. 34

Ilustración 6. Secciones utilizadas en el modelo (Vista en 3D). 35

Ilustración 7. Secciones utilizadas en el modelo (Vista en planta) 35

Ilustración 8: Modo 1. Periodo=0.263 Seg (Fundamental en X). 36

Ilustración 9: Modo 2; Periodo=0.256 Seg. (Fundamental en Y). 36

Ilustración 10: Modo 3. Periodo=0.235 Seg. 36

Ilustración 11: Modo 4. Periodo=0.125 Seg. 36

Ilustración 12. Deformada por carga muerta del modelo. 37

Ilustración 13. Deformada por carga viva del modelo. 37

Ilustración 14. Deformada por sismo en X del modelo. 38

Ilustración 15. Deformada por sismo en Y del modelo. 38

Ilustración 16. Chequeo máxima deriva por piso en dirección X. 39

Ilustración 17. Chequeo máxima deriva por piso en dirección Y. 39

Ilustración 18. Acero requerido en columnas en mm². 40

Ilustración 19. Diagrama de interacción de columna analizado en dirección Y. 44

Ilustración 20. Diagrama de interacción de columna analizado en dirección X. 47

Ilustración 21. Acero requerido en vigas en mm². 52

Ilustración 22. Geometría de la cimentación en vista 3D. 56

Ilustración 23. Geometría en planta de la cimentación. 56

Ilustración 24. Cargas sobre la cimentación. 57

Ilustración 25. Vista en planta esfuerzos del terreno. 59

Ilustración 26. Vista en planta de asentamientos del terreno. 59

Ilustración 27. Refuerzo requerido en zapatas 60

Ilustración 28. Acero de vigas de cimentación requerido en mm. 60

Ilustración 29: Isométrico del tanque 64

Ilustración 30: Vista frontal. 64

Ilustración 31: Presión de agua kN/m2 (Muros y losas). 65

Ilustración 32: Presión de terreno kN/m2 (Muros). 65

Ilustración 33: Modulo de balasto en tanque 66

Ilustración 34: Asentamiento calculado de tanque 66

Ilustración 35: Capacidad portante de tanque 67

Ilustración 36: Acero requerido mm2 /mm horizontal de muro de tanque 68

Ilustración 37: Acero requerido mm2 /mm vertical de muro de tanque 68

Ilustración 38: Acero requerido mm2 /mm horizontal de losa de tanque 69

Ilustración 39: Acero requerido mm2 /mm vertical de losa de tanque 69

Ilustración 40: Acero requerido mm2 /mm horizontal de losa de tanque 70

Ilustración 41: Acero requerido mm2 /mm vertical de losa de tanque 70

1. Presentación

De acuerdo con lo estipulado en la norma sismo resistente colombiana (NSR-10) en el capítulo A.1.5.3.1 se presentan a continuación la memoria de cálculo estructural del proyecto "Estudios y diseños de los diferentes equipamientos, infraestructura y proyectos estratégicos del municipio de Subachoque, Cundinamarca". La estructura en cuestión cuenta con 1 nivel con un área del primer nivel de 224.61 m^2.

2. Localización

La estructura se encuentra ubicada en la Carrera 2 #4-04 del municipio de Subachoque departamento de Cundinamarca.



Ilustración 1. Localización general del proyecto.

2.1. Zona de amenaza sísmica

El proyecto se encuentra ubicado en un zona de amenaza sísmico INTERMEDIA de acuerdo con la zonificación hecha en A.2.3 de la norma sismo resistente.

2.2. Valores de Aa y Av

Al municipio de Subachoque se le asignaron los valores de Aa=0.15 y Av=0.20, dichos valores corresponden a los coeficientes que representan la aceleración y velocidad horizontal pico efectiva para diseño dado en A.2.2.

3. Generalidades

3.1. Normas de diseño

- Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-10.
- Ley 400 de 1997 (Modificada ley 1229 de 2008).
- Decreto 926 de 19 de marzo de 2010.
- Decreto 092 de 17 de enero de 2011.
- Decreto 034 de 13 de febrero de 2012.

3.2. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de la Casa de la Mujer en el municipio de Subachoque – Cundinamarca, se proyecta un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de energía, compuesto de vigas y columnas y su cubierta está compuesta de teja liviana.

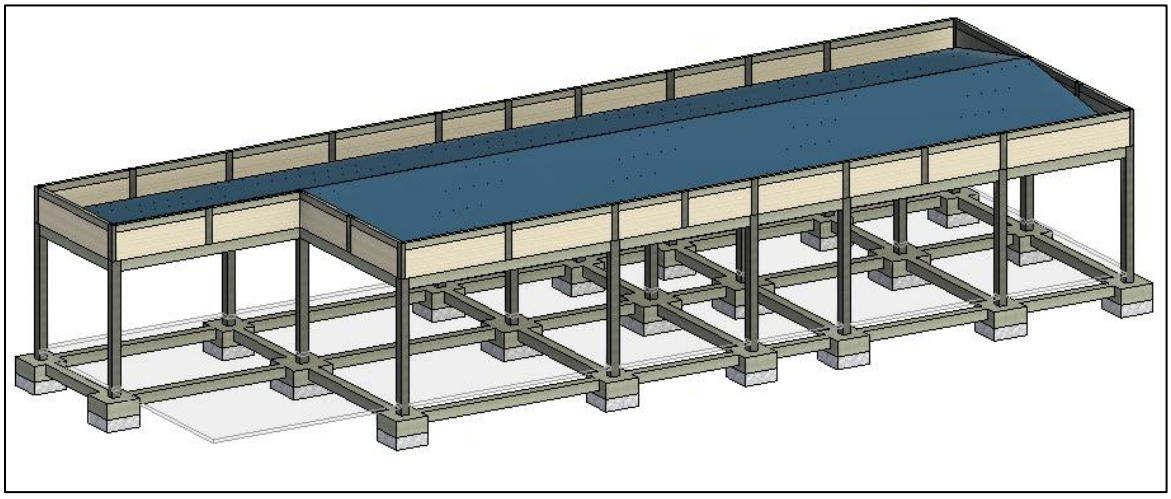


Ilustración 2. Isométrico de la estructura.

3.3. Especificaciones de los materiales

FO-01	Resistencia de los materiales empleados	
Concreto vigas de cimentación	f'c	21,0 MPa
Concreto zapatas	f'c	21,0 MPa
Concreto columnas	f'c	21,0 MPa
Concreto vigas	f'c	21,0 MPa
Concreto para columnetas confinamiento	f'c	21,0 MPa
Concreto vigas de confinamiento	f'c	21,0 MPa
Refuerzo longitudinal (Todos los elementos)	fy	420,0 MPa
Refuerzo transversal (Todos los elementos)	fy	240,0 MPa

Tabla 1: Materiales empleados.

3.4. Recubrimientos de elementos

FO-02	Recubrimientos de acero
Vigas de cimentación	7,5 cm
Zapatas	7,5 cm
Columnas	4,0 cm
Vigas	4,0 cm
Columnas de confinamiento	3,0 cm
Vigas de confinamiento	3,0 cm
Losas de antepiso	5,0 cm
Otros elementos	Ver planos

Tabla 2: Recubrimientos de elementos.

3.5. Método de diseño

El presente proyecto será diseñado de acuerdo al método LRFD (Load and Resistance Factors Design) más conocido como método de resistencia, en este tipo de análisis se evalúa la capacidad de respuesta del sistema respecto a cargas gravitacionales e inerciales aplicadas a la estructura, las cuales se modifican según los “Factores de carga” especificados en el título B de la NSR-10. Finalmente, con el método de diseño por factores de carga y resistencia se

debe garantizar que las cargas actuantes afectadas por los factores de mayoración sean menores que la resistencia ofrecida por el sistema estructural seleccionado individualmente y como un conjunto.

Para determinar el comportamiento sísmico de la estructura, se realizará un análisis modal espectral debidamente ajustado a la fuerza horizontal equivalente.

$$[K]^{-1} * \{F\} = \{\delta\} \quad (1)$$

$$|[K] - \omega^2 * [M]| = 0 \quad (2)$$

$$T = \sqrt{\frac{2*\pi}{m*k}} \quad , \quad T = \frac{1}{f} \quad (3)$$

En un análisis modal lo que se hace es identificar la manera de vibrar de la estructura, dependiendo del número de grados de libertad (Concentraciones de masa que generalmente se tiene una por cada nivel) se define el número de modos o formas en que la estructura se puede mover, relacionando de manera matricial la propiedades de masa y rigidez de la estructura así como las fuerzas inerciales actuantes sobre esta, se puede obtener para cada uno de los modos de vibración los desplazamientos de cada nudo (derivas), las frecuencias y los periodos con los que la edificación se mueve según el modo de vibración. Según los requerimientos del título A, específicamente en lo estipulado en A.5.4.5. El valor del cortante dinámico total en el base obtenido después de realizar la combinación modal para cualquiera de las direcciones de análisis no puede ser menor que el 80 % para estructuras regulares, o que el 90 % para estructuras irregulares del cortante sísmico en el base calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente.

3.6. Modelo computacional de diseño

Para el diseño de la super estructura, cimentación y conexones, se emplean software de diseño basado en el método de los elemento finitos (FEM), este método permite discretizar las estructuras en elementos pequeños a partir de los cuales se forman matices con N grados de libertad (1 por cada elemento finito) las cuales son solucionadas por medio de ecuaciones diferenciales parciales para obtener los valores de diseño tales como frecuencias, periodos, desplazamientos, diagramas de cortante, diagramas de momento, relación demanda capacidad, entre otros. El cálculo de refuerzo de los elementos de concreto se realiza con programas de elaboración propia.

3.7. Curado del concreto

Se debe mantener el concreto húmedo y a una temperatura favorable (superior a los 10°C) empleando métodos que mantengan el agua de mezclado presente durante los periodos iniciales de endurecimiento. Entre éstos se incluyen encharcamiento o inmersión, rociado, aspersión o niebla y coberturas saturadas de agua. Estos métodos son ideales en clima caluroso. También se pueden emplear métodos que reducen la pérdida del agua de la mezcla de la superficie del concreto. Para acelerar el desarrollo de la resistencia de debe suministrar calor y humedad adicional al concreto. Esto se realiza normalmente con vapor directo, espirales de calentamiento o cimbras calentadas eléctricamente.

Los concretos de alta resistencia acelerada se deben mantener húmedos durante un periodo de 3 días contados a partir de su vaciado. Los demás concretos se deben mantener húmedos durante un periodo de 7 días también contados a partir de su vaciado.

4. Definición de los movimientos sísmicos de diseño

El diseño de la estructura se realizó de acuerdo con los resultados dados en el estudio de suelos en donde se especifica:

Cimentación recomendada	Zapatas aisladas
Capacidad portante:	85 KN/m2
Perfil de suelo:	D
Profundidad de cimentación	1.5 m
Asentamientos calculados	20.0 mm
Nivel freático	No presenta
Responsable	MACROVÍAS S.A.S

Tabla 3. Parámetros geotécnicos.

4.1. Coeficientes de sitio Fa, Fv

El coeficiente Fa se define como el coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en periodos cortos, debido a los efectos de sitio. Es adimensional y puede tomarse según la tabla A.2.4-3 de la norma sismo resistente:

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.

Tabla 4. Valores del coeficiente Fa. Fuente: NSR-10 - Título A.

En este caso el valor de Fa será de **1.50.**

El coeficiente Fv se define como el coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en periodos intermedios, debido a los efectos de sitio. Es adimensional y puede tomarse según la tabla A.2.4-4 de la norma sismo resistente:

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_V, para la zona de periodos 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.

Tabla 5. Valores del coeficiente Fv. Fuente: NSR-10 - Título A.

En este caso el valor de Fv será de **2.00**.

4.2. Grupo de uso

A través del grupo de uso en el que se ha catalogado la estructura, se definirá el coeficiente de importancia I, el cual afectará nuestro espectro de aceleraciones. Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de un grupo de uso y existen 4 grupos de acuerdo con lo estipulado en A.2.5.1

- **GRUPO IV:** Edificaciones indispensables.
- **GRUPO III:** Edificaciones de atención a la comunidad.
- **GRUPO II:** Estructuras de ocupación especial.
- **GRUPO I:** Estructuras de ocupación normal.

La estructura se clasifica como una estructura de ocupación especial (USO II) al ser una estructura que proyecta reunir más de 200 personas en un mismo salón y un edificio gubernamental. De acuerdo con esta información se obtiene el valor del coeficiente de importancia:

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

Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia. Fuente: NSR-10 - Título A.

Coeficiente de importancia **II=1.10.**

5. Espectro sísmico de diseño

Según a los registros sísmicos en Colombia, se adopta el espectro de diseño como una manera de representar adecuadamente la aceleración que soporta una estructura expresada como fracción de la gravedad de acuerdo con el periodo de la estructura.

Dicho espectro de diseño debe calcularse de acuerdo con las ecuaciones dadas en la norma sismo resistente colombiana NSR-10 en el numeral A.2.6.

$$T0 = 0.1 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a}$$

$$TC = 0.48 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a}$$

$$TL = 2.4 * F_v$$

Periodo zonas cortas del espectro [T_O]	0.178 Seg
Periodo zona intermedia de espectro [T_C]	0.853 Seg
Periodo zona larga del espectro [T_L]	4.800 Seg

Tabla 7. Periodos calculados para el espectro elástico de aceleraciones de diseño.

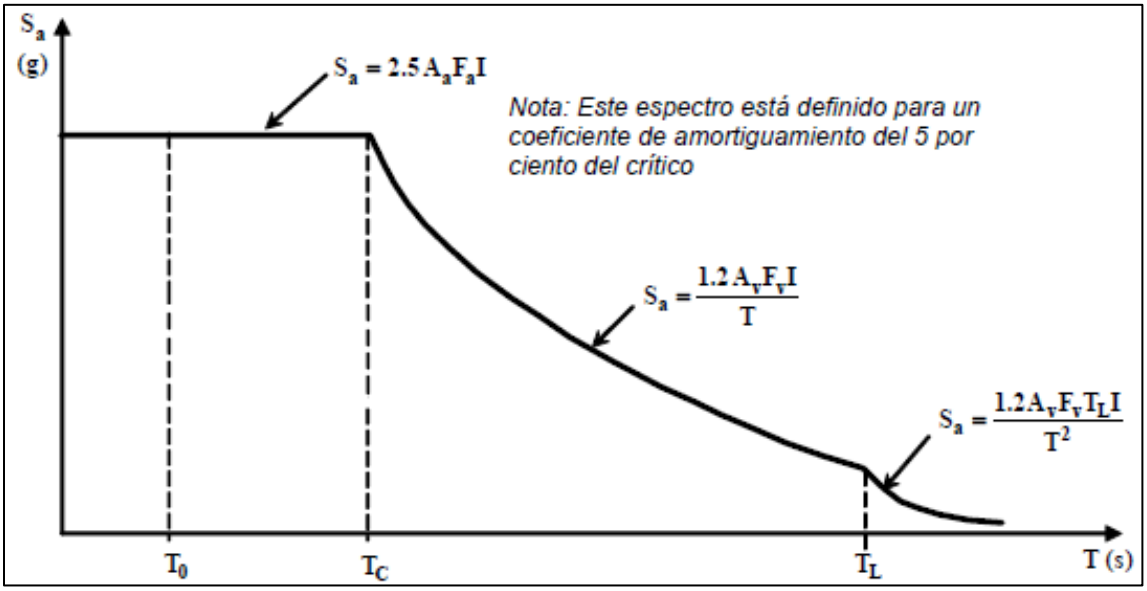
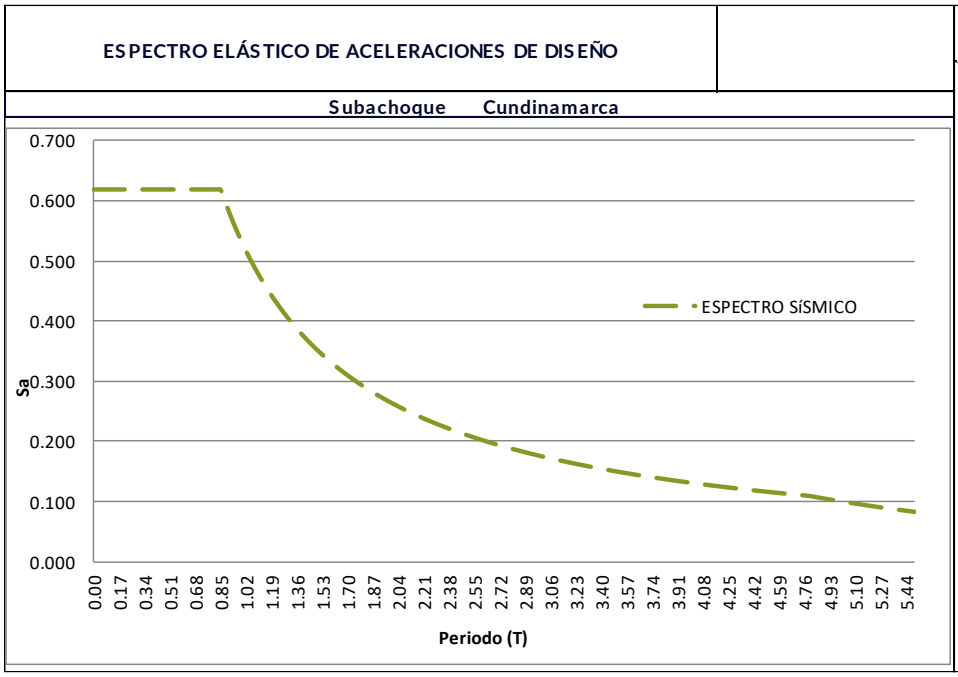


Ilustración 3. Espectro elástico de aceleraciones de diseño. Fuente: NSR-10 - Título A.



T (Seg)	Sa (m/s²)	T (Seg)	Sa (m/s²)
0.0	0.62	2.4	0.22
0.1	0.62	2.5	0.21
0.2	0.62	2.6	0.20
0.3	0.62	2.7	0.20
0.4	0.62	2.8	0.19
0.5	0.62	2.9	0.18
0.6	0.62	3.0	0.18
0.7	0.62	3.1	0.17
0.8	0.62	3.2	0.17
0.9	0.59	3.3	0.16
1.0	0.53	3.4	0.16
1.1	0.48	3.5	0.15
1.2	0.44	3.6	0.15
1.3	0.41	3.7	0.14
1.4	0.38	3.8	0.14
1.5	0.35	3.9	0.14
1.6	0.33	4.0	0.13
1.7	0.31	4.1	0.13
1.8	0.29	4.2	0.13
1.9	0.28	4.3	0.12
2.0	0.26	4.4	0.12
2.1	0.25	4.5	0.12
2.2	0.24	4.6	0.11
2.3	0.23	4.7	0.11

Ilustración 4. Espectro elástico de aceleraciones de diseño. Fuente: NSR-10 - Título A.

6. Definición de las características de la estructura y materiales

6.1. Materiales empleados en el diseño

- Concretos

Elementos	f'c	E
Vigas de cimentación	21 MPa	21538.11 MPa
Zapatas	21 MPa	21538.11 MPa
Columnas	21 MPa	21538.11 MPa
Vigas	21 MPa	21538.11 MPa

Tabla 8. Especificaciones de elementos en concreto.

- Aceros

Elementos	TIPO	fy	fu
Perfiles PTE	ASTM A500	345 MPa	425 MPa
Platinas	ASTM A36	248 MPa	410 MPa
Pernos	ASTM A-193 (B7)	-	-
Acero de refuerzo	-	420 MPa	-

Tabla 9. Especificaciones de elementos en acero.

6.2. Capacidad de disipación de energía

La capacidad de disipación de energía que debe cumplir esta estructura es DMO (disipación moderada de energía), ya que se encuentra en una zona de amenaza sísmica INTERMEDIA.

6.3. Sistema estructural

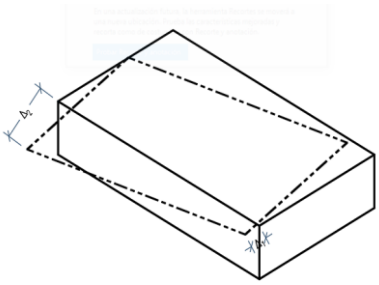
El sistema estructural utilizado es: sistema pórtico en concreto; el cual es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste a todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. El coeficiente de capacidad de disipación de energía básico para este sistema estructural con un grado de capacidad de disipación de energía DMO es 5.00.

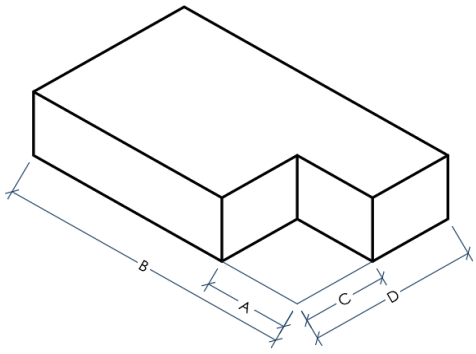
$$Ro = 5.00$$

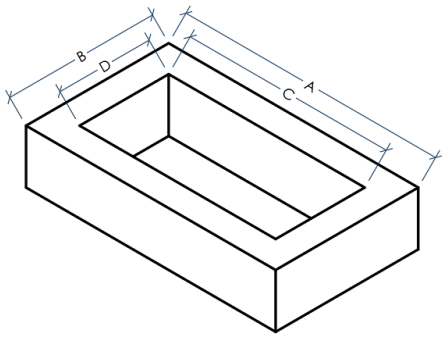
- Cimentación con zapatas aisladas y vigas de amarre de concreto

7. Grado de irregularidad de la estructura

7.1. Irregularidad en planta

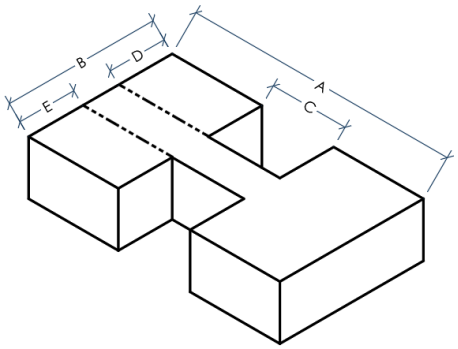
Determinación de irregularidad en planta (Tabla A.3-6)			
		Δ_{1X}	0.28%
		Δ_{2X}	0.27%
		Δ_{1Y}	0.27%
		Δ_{2Y}	0.19%
		En dirección X	
		$1.4x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2$	0.004 mm
		$1.2x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2$	0.003 mm
1aP - Irregularidad torsional (Φ_P=0.90)		NO presenta irregularidad tipo 1aP ni 1bP en dirección X	
$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$		Φ_{PX}=	1.00
		En dirección Y	
		$1.4x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2$	0.003 m
1bP - Irregularidad torsional extrema (Φ_P=0.80)		$1.2x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2$	0.003 m
$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$		NO presenta irregularidad tipo 1aP ni 1bP en dirección Y	
		Φ_{PY}=	1.00

		**Tipo 2P - Retrocesos en las esquinas Φ_P=0.90**	
		$A > 0.15 * B$ $C > 0.15 * D$	
		Dirección X	
		0.15*D	1.39 m
		Presenta irregularidad tipo 2P en dirección X	
		Φ_{PX}=	0.90
		Dirección Y	
A	5.82 m	0.15*B	4.28 m
B	28.50 m	SI presenta irregularidad tipo 2P en dirección Y	
C	5.24 m		
D	9.28 m	Φ_{PY}=	0.90



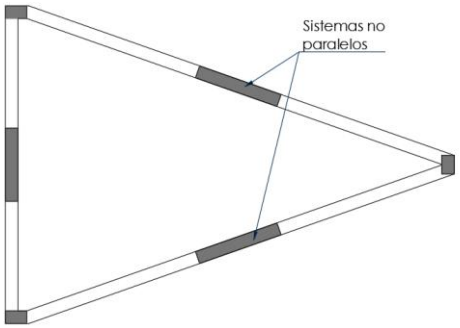
A	0.00 m
B	0.00 m
C	0.00 m
D	0.00 m

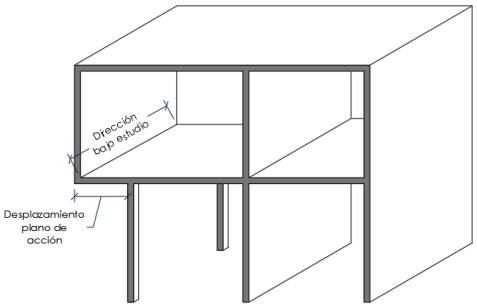
Tipo 3P - Irregularidad del diafragma (Φ_P=0.90)	
$C * D > 0.5 * A * B$	
Dirección X y dirección Y	
Esta irregularidad aplica para ambas direcciones cuando hay un vació en la parte interna del diafrágma.	
C*D	0.00 m²
0.50*A*B	0.00 m²
NO presenta irregularidad tipo 3P en dirección X y dirección Y	
Φ_{PX}=Φ_{PY}=	**1.00**



A	0.00 m
B	0.00 m
C	0.00 m
D	0.00 m
E	0.00 m

Tipo 3P - Irregularidad del diafragma (Φ_P=0.90)	
$(C * D + C * E) > 0.5 * A * B$	
Dirección X y dirección Y	
Esta irregularidad aplica para ambas direcciones cuando hay un vació en la parte interna del diafrágma.	
C*D+C*E	0.00 m²
0.50*A*B	0.00 m²
NO presenta irregularidad tipo 3P en dirección X y dirección Y	
Φ_{PX}=Φ_{PY}=	**1.00**

	**Tipo 5P - Sistemas no paralelos (Φ_P=0.90)**	
	Dirección X	
	Preseta sistemas no paralelos en dirección X ?	
	No	
	Φ_{PX}=	**1.00**
	Dirección Y	
	Preseta sistemas no paralelos en dirección Y ?	
	No	
	Φ_{PX}=	**1.00**

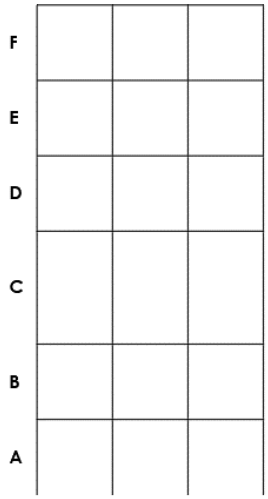
	**Tipo 4P - Desplazamiento de los planos de acción (Φ_P=0.80)**	
	Dirección X	
	Preseta desplazamiento de planos de acción en dirección X ?	
	No	
	Φ_{PX}=	**1.00**
	Dirección Y	
	Preseta desplazamiento de planos de acción en dirección Y ?	
	No	
	Φ_{PX}=	**1.00**

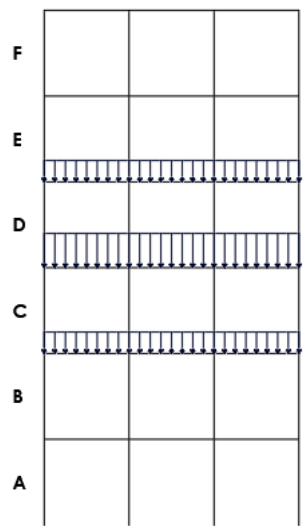
Resumen irregularidad en planta	
Tipo de irregularidad en planta	**Restrocesos en las esquinas**
$\Phi_{PX}=\Phi_{PY}$	**0.90**

Tabla 10. Análisis de determinación de irregularidad en planta.

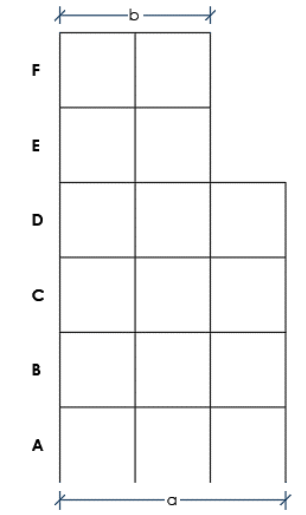
La estructura presenta irregularidad en planta por retrocesos en las esquinas, por lo tanto Øp=0.90.

7.2. Irregularidad en altura

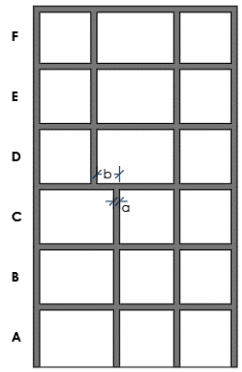
Irregularidad en altura (Tabla A.3-7)		
	**Tipo 1aA - Piso flexible (Φ_a=0.90)** $0.60 * K_D \leq K_C < 0.70 * K_D$ ó $\frac{0.7 * (K_D + K_E + K_F)}{3} \leq K_C < \frac{0.8 * (K_D + K_E + K_F)}{3}$	
	Tipo 1bA - Piso flexible extremo (Φ_p=0.80) $K_C < 0.6 * K_D$ ó $K_C < \frac{0.70 * (K_D + K_E + K_F)}{3}$	
	Para la estimación de esta irregularidad se asume que en todos los pisos la rigidez equivalente es igual es decir que no ha variación entre pisos ni de dimensiones de elementos estructurales (Inercia) ni de resitencia de materiales (Módulo de elásticidad) de modo que únicamente se evalúa la longitud de entrepisos	
$K = n * \frac{E * I}{L^3}$	E constante ?	Si
	I constante ?	Si
	Proceder con estimación de rigidez	
Si E e I son iguales en pisos C, D, E, F,	Altura piso C [L_C]	3.20 m
	Altura piso D [L_D]	3.20 m
$Cte = z = n * E * I$	Altura piso E [L_E]	3.20 m
	Altura piso F [L_E]	3.20 m
$K = \frac{z}{L^3}$	Rigidez piso C [K_C]	0.031
	Rigidez piso D [K_D]	0.031
Asigno a z un valor unitario	Rigidez piso E [K_E]	0.031
	Rigidez piso F [L_E]	0.031
$z = 1$	0.6*K_D	0.018
$\boldsymbol{K = \frac{1}{L^3}}$	0.7*K_D	0.021
	0.7*(K_D+K_E+K_E)/3	0.021
	0.8*(KD+KE+K_E)/3	0.021
Dirección X **Dirección Y**	No presenta irregularidad tipo 1aA	
	Φ_{ax}=Φ_{ay}	1.00
Ok	No presenta irregularidad tipo 1bA en dirección X y dirección Y	
	Φ_{ax}=Φ_{ay}	1.00



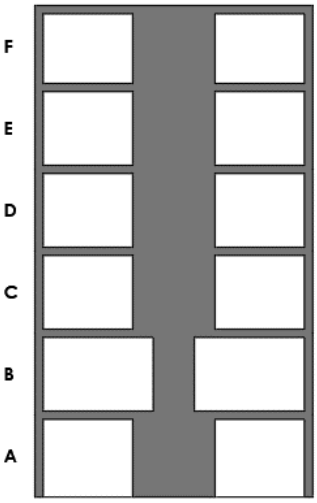
Tipo 2A - Distribución de masa (Φ_a=0.90)	
$m_D > 1.50 * m_E$ $m_D > 1.50 * m_C$	
Se asume como piso C el piso que tena una mayor reducción de carga debida al uso o sobrecargas adicionales debidas a equipos piscinas, etc. Las masas calculadas incluyen cargas via, muerta, de viento afectadas por la eceleración de la gravedad [(W_D+W_L+W_W+W_H)/g)]	
Masa piso C (M_{TC})	52974.02 kg/m*s²
Masa piso D (M_{TD})	73728.83 kg/m*s²
Masa piso E (M_{TE})	55950.74 kg/m*s²
1.5*m_E	83926.11 kg/m*s²
1.5*m_C	79461.03 kg/m*s²
Dirección X y dirección Y	NO preenta irregularidad tipo 2A en dirección X y en dirección Y
Φ_{ax}=Φ_{ay}	1.00



Tipo 3A - Irregularidad geométrica (Φ_a=0.90)	
$a > 1.30 * b$	
Se tienen en cuenta retrocesos en altura más significativos que presente la edificación	
a	38.20 m
b	31.38 m
1.30*b	40.79 m
Dirección X y dirección Y	
NO presenta irregularidad tipo 3A en dirección X y dirección Y	
Φ_{ax}=Φ_{ay}	1.00



Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción (Φ_a=0.90)	
$b > a$	
b	0.00 m
a	0.50 m
Dirección X y dirección Y	
NO presenta irregularidad tipo 4A en dirección X y dirección Y	
Φ_a	1.00



Tipo 5aA - Piso débil (Φ_a=0.90)	
$0.65 * Resist.Piso\ C \leq Resist.Piso\ B < 0.80 * Resist.Piso\ C$	
Tipo 5bA - Piso débil extremo (Φ_a=0.80)	
$Resist.Piso\ B > 0.65 * Resist.Pio\ C$	
Se asume la resistencia del piso tipo con un valor de 100%, mientras que la resistencia del piso débil será un porcentaje asignado al piso B. El piso B se asume como debil cuando hay ausencia de elementos estructurales que si se encuentren en el piso tipo.	
Dirección X y dirección Y	
Resistencia piso B	100%
Resistencia piso C	100%
NO presenta irregularidades tipo 5aA y 5aB en dirección X y dirección Y	
Φ_a	1.00

Resumen irregularidad en altura	
Tipo de irregularidad en planta	No presenta irregularidad en altura
$\Phi_{PX}=\Phi_{PY}$	1.00

Tabla 11. Análisis de determinación de irregularidad en altura.

La estructura no presenta irregularidad en altura.

7.3. Ausencia de redundancia

Irregularidad por ausencia de redundancia (A.3.3.8)
Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φ_r, en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera.
Edificaciones DMI: Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φr, se le asigna un valor de unidad (Φr=1.0).
Edificaciones DMO y DES: Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple con los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada o especial el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φr, se le puede asignar un valor de la unidad (Φr=1.0) cuando en todos los pisos que resisten más del 35 % del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones en redundancia:
a. Sistemas de pórticos con arriostramientos concéntricos: La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
b. Sistemas de pórticos con arriostramientos excéntricos: La pérdida de resistencia a momento (Si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional extrema (Tipo 1bP).
c. Sistemas de pórtico resistente a momentos: La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columnas de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más de 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
d. Sistemas con muros estructurales de concreto: La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce irregularidad torsional extrema (Tipo 1bP).
e. Otros sistemas; No hay requisitos especiales.
En los sistemas que no cumplan con las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica Φr, se le debe asignar un valor de Φr=0.75.

Sistema estructural	Pórticos resistentes a momentos

Condición de diseño	c
Cumple condición c ?	Si
Irregularidad ausencia redundancia (Φ_r)	**1.00**

Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φr, se le debe asignar un valor de Φr=1.00. Si todos los pisos que resistan más del 35 % del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sea regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso.

Cálculo de irregularidad por ausencia de redundancia			
Dirección X		**Dirección Y**	
Número de vanos	6	Número de vanos	2
Irregularidad en planta ?	Si	Irregularidad en planta ?	Si
Φ_{rx}	**0.75**	**Φ_{ry}**	**0.75**

Tabla 12. Análisis de determinación de irregularidad por ausencia de redundancia.

La estructura presenta irregularidad por ausencia de redundancia en ambas direcciones, por lo tanto Ør=0.75.

Según lo anterior, podemos calcular el coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico Ro, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por las irregularidades encontradas.

$$R = R_0 \; x \; \Phi_P \; x \; \Phi_A \; x \; \Phi_R$$

$$R = 5.00 \; x \; 0.90 \; x \; 1.00 \; x \; 0.75$$

$$R = 3.38$$

La reducción para el diseño de elementos sísmicos será de:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{3.38} = 0.296$$

8. Cálculo de cargas

8.1. Cargas muertas

Las cargas muertas que se utilizaran en el diseño estructural se calcularon de acuerdo con el título B del reglamento sismo resistente.

Uso	Carga aplicada (KN/m²)
Teja master1000	0.08 KN/m²
Correas metálicas	0.12 KN/m²
Muro cuchilla	1.20 KN/m²
Cielo raso	0.20 KN/m²
Iluminación	0.10 KN/m²
Total	**1.70 KN/m²**

Tabla 13. Valores de carga muerta tomado para el diseño.

8.2. Cargas vivas

La carga viva para la estructura según su tipo de uso se obtuvo de la tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10, tomándose el valor de 1.8 KN/m².

Tabla B.4.2.1-2	
Cargas vivas mínimas en cubiertas, azoteas y terrazas	
Tipo de cubierta	**Carga uniforme (KN/m²) m² de área en planta**
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15 o menos en estructura metálica o madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada.	0.50

Tabla 14. Valor de carga viva según el tipo de uso de la estructura. Fuente: NSR-10-Título B.

En la estructura tenemos:

Uso	Carga viva aplicada (KN/m²)

Cubierta	0.50

Tabla 15. Valores de carga viva tomado para el diseño.

8.3. Carga de viento

Carga de viento (Procedimiento simplificado (B.6.4 NSR-10) [Aplica para cargas de viento en cubierta]			
Departamento	Cundinamarca	Categoría de exposición	C
Municipio	Subachoque	Factor de ajuste por exposición (λ)	1.210
Altura cubierta	4.50 m	Cambios abrutos en la topografía	No
Zona de amenaza eólica	1	Factor topográfico (Kzt)	1.00
Velocidad del viento	17.0 m/s	Ángulo de inclinación de cubierta (grados	10 °
Tipo de edificio (h<18 m)	Baja	Presión de viento (PS10) Presión	0.12 kN/m²
Frecuencia fundamental	7.46 Hz	Presión de viento (PS10)Presión	-0.13 kN/m²
Clasificación por frecuencia	Rígida	Grupo de uso	II
Rugosidad del terreno	C	Coeficiente de importancia (Tit. A)	1.10

$P_S = \lambda * K_{zt} * I * P_{S10}$	Presión de viento horizontal (PSH)	0.16 kN/m²
	Presión de viento vertical (PSV)	-0.17 kN/m²
	Presión mínima de viento	0.40 kN/m²
	Preseión de viento vertical tomada	**0.40 kN/m²**
Área de cubierta	224.61 m² **Carga de viento total**	**89.84 kN**

Tabla 16. Valores de carga de viento tomado para el diseño.

9. Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño

9.1. Peso de la estructura

Peso propio de la estructura					
Columnas de concreto					
Tipo	**Base**	**Altura**	**Longitud**	**Cantidad**	**Peso**
C1	0.25 m	0.25 m	3.20 m	20.00	96.00 kN
Vigas de concreto					
Tipo	**Base**	**Altura**	**Longitud**	**Cantidad**	**Peso**
V1	0.25 m	0.30 m	3.79 m	7.00	47.75 kN
V2	0.25 m	0.30 m	5.24 m	6.00	56.59 kN
V3	0.25 m	0.30 m	22.43 m	1.00	40.37 kN
V4	0.25 m	0.30 m	28.25 m	2.00	101.70 kN
Cargas Muerta Sobreimpuesta					
Tipo	**Área**	**Carga**		**Cantidad**	**Peso**
N+3.20	224.61 m²	1.70 KN/m²		1.00	381.84 kN
Peso total					**724.26 kN**

9.2. Cálculo del periodo aproximado Ta

$$T_a = C_t \; x \; (h_n)^{\alpha}$$

h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio

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

Tabla 17. Valores de los parámetros Ct y α para el cálculo de Ta. Fuente: NSR-10-Título A.

Considerando que estamos utilizando pórticos de acero:

$$T_a = 0.047 \; x \; (h_n)^{0.9}$$

$$T_a = 0.047 \; x \; (3.20)^{0.9}$$

$$T_a = 0.134(seg.)$$

9.3. Cálculo del periodo fundamental de la estructura (T)

El valor del periodo T no puede exceder Cu*Ta

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

$$C_u = 1.75 - 1.2 * 0.20 * 2.00$$

$$C_u = 1.27$$

Pero el valor de Cu no puede ser menor a 1.20

$$T = C_u * T_a$$

$$T = 1.27 * 0.134\ (seg.)$$

$$T = 0{,}170\ (seg.)$$

9.4. Cálculo del valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración fundamental (Sa)

Teniendo el espectro definido y el periodo de vibración de la estructura, podemos encontrar el valor de **Sa** que es como se le llama al valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.

Es la Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de varios grados de libertad con un periodo de vibración T. Definido en A.2.6.1.

9.5. Cálculo del cortante basal Vs

El cortante sísmico de la base, equivale a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección de estudio; se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a * g * M$$

Donde M es la masa total de la edificación.

10. Análisis sísmico método espectral

Fuerza horizontal equivalente Subachoque - Cundinamarca	
Variables a ingresar	
Departamento	Cundinamarca
Municipio	Subachoque
Grupo de uso	II
Tipo de suelo	D
Tipo de sistema Estructural	Sistema_aporticado
Sistema estructural de resistencia sísmica	Porticos de concreto reforzado
Altura de la edificación (m)	3.20
Parámetros para espectro	
Aa	0.15
Av	0.20
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Coeficiente de importancia	1.10
Fa	1.50
Fv	2.00
Ct	0.047
α	0.90
Cu	1.27
Periodos calculados	
Periodo fundamental [Ta]	0.134 Seg
Periodo zonas cortas del espectro [T_O]	0.178 Seg
Periodo zona intermedia de espectro [T_C]	0.853 Seg
Periodo zona larga del espectro [T_L]	4.800 Seg
Periodo de la estructura [T]	0.170 Seg

Cálculo de cortante de basal	
Coeficiente de disipación de energía (R)	
Regularidad de la estructura	Estructura irregular
Seleccione sub sistema estructural	Porticos_resistentes_a_momentos_DMO a. De concreto (DMO)
Irregularidad en planta	Retrocesos excesivos en esquinas
Irregularidad en altura	No presenta
Ausencia de redundancia	Si presenta en dirección X y Y

Coeficiente de disipación de energía	
Coef. Disipación de energía básico [R_0]	5.00
Irregularidad en planta [Φp]	0.90
Irregularidad en altura [Φa]	1.00
Irregularidad ausencia redundancia [Φr]	0.75
Coef. Disipación de energía diseño [R]	3.38
Fuerza sísmica reducida de diseño [E=1/R]	0.296

Cálculo de la fuerza sísmica y cortante basal	
Altura total de la estructura	3.20
Número de pisos [un]	1
Peso de la estructura [Ton-f]	72.42 Ton-f
Exponente para periodo [k]	1.000
Aceleración espectral [Sa]	0.62 g
Cortante de basal [Vs]	**44.81 Ton**
	439.58 kN
Cortante basal de diseño [Vs/R]	130.2
C	0.183

10.1. Chequeos del modelo sísmico de diseño

Con el fin de validar que el modelo estructural elaborado en el software de diseño se encuentre bien y acorde con las cargas, masas, y participación modal real de la estructura, se hacen los siguientes chequeos técnicos los cuales corresponden a un análisis comparativo entre los cálculos manuales y resultados del software los cuales no deben tener una variación superior a un 5%, dicho porcentaje es en valor de referencia asumido por el diseñador.

10.1.1. Reacciones en la base

Reacciones en la base de la estructura						
Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ Software kN	FZ Calculado kN	% error	Chequeo
Carga muerta			704.75	724.26	2.77%	Cumple
Carga Viva			112.30	112.31	0.01%	Cumple
Carga de viento			89.84	89.84	0.00%	Cumple

Tabla 18. Chequeo reacciones en la base.

10.1.2. Ajuste de la fuerza sísmica

Ajuste de resultados según fuerza horizontal			
Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN
Sismo X Max	405.39	120.67	0
Sismo Y Max	121.94	401.13	0

Tipo de estructura y cortante de basal	
Estructura	Irregular
Factor ajuste	90.0%
Vs (kN-f)	439.58

Factor de ajuste			
Dirección	Factor de ajuste (F.A)		F.A*g
DirX	0.98	1.00	9.8
DirY	0.99	1.00	9.8

La estructura es irregular lo cual requiere un ajuste hasta el 90% del cortante basal calculado mediante FHE, lo cual equivale 439.58x0.9= 395.62 KN

El modelo no requiere ajuste en dirección X y.

11. Diseño de superestructura

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizó un software de modelado, análisis y diseño estructural basado en elementos finitos a continuación, se detallan los datos de entrada al programa y en los anexos se detallan vistas del modelo y los resultados.

11.1. Combinaciones de carga

COMBINACIONES DE CARGA MAYORADAS MÉTODO DE RESISTENCIA (LRFD)		
1.0	**Cargas actuantes en la estructura**	
1.1 Cargas muertas	WD	Si
1.2 Cargas vivas	WL	No
1.3 Fuerzas de sismo en direccion X	EX	Si
1.4 Fuerzas de sismo en direccion Y	EY	Si
1.5 Cargas de viento	WW	Si
1.6 Fluidos con densidades definidas y alturas controlables	WF	No
1.7 Cargas debidas al empuje lateral del suelo, Nivel freatico	WH	No
1.8 Fuerzas por variacion de temperatura, retraccion de fraguado	T	No
1.9 Carga viva sobre la cubierta	Lr	Si
1.10 Carga debida al granizo (No tiene en cuenta el empozamiento)	WG	No
1.11 Carga de empozamiento de agua	Le	No
2.0	**Ortogonalidad e irregularidades de la estructura**	
2.1 Efectos ortogonales	Si	
2.2 Grado de irregularidad en planta	ϕp	0.90
2.3 Grado de irregularidad en alzado	ϕa	1.00
2.4 Grado de ausencia de redundancia	ϕr	0.75
2.5 Coeficiente de disipación de energia básico	Ro	5.00
2.6 Coeficiente de disipación de energia diseño	R	3.38
2.7 Fuerza sísmica de diseño	E	0.296

3.0	Combinacionens de carga mayoradas usando el método de resistencia (B.2.4)		
Cap. B.2	**Combo**	**Combinaciones de carga**	**Combinaciones en uso**
B.2.4.-1	COMB1	1.4WD+1.4F	1.4WD
B.2.4.-2	COMB2a	1.2WD+1.6WL+1.2F+1.6H+1.2T+0.5Lr	1.2WD+0.5Lr
	COMB2b	1.2WD+1.6WL+1.2F+1.6H+1.2T+0.5G	1.2WD
	COMB2c	1.2WD+1.6WL+1.2F+1.6H+1.2T+0.5Le	
B.2.4.-3	COMB3a	1.2WD+1WL+1.6Lr	1.2WD+1.6Lr
	COMB3b	1.2WD+1WL+1.6G	1.2WD
	COMB3c	1.2WD+1WL+1.6Le	
	COMB3d	1.2WD+0.8W+1.6Lr	1.2WD+0.8W+1.6Lr
	COMB3e	1.2WD+0.8W+1.6G	1.2WD+0.8W
	COMB3f	1.2WD+0.8W+1.6Le	
B.2.4.-4	COMB4a	1.2WD+1WL+1.6W+0.5Lr	1.2WD+1.6W+0.5Lr
	COMB4b	1.2WD+1WL+1.6W+0.5G	1.2WD+1.6W
	COMB4c	1.2WD+1WL+1.6W+0.5Le	
B.2.4.-5	COMB5a	1.2WD+1WL+0.296EX	1.2WD+0.296EX
	COMB5b	1.2WD+1WL+0.296EY	1.2WD+0.296EY
B.2.4.-6	COMB6	0.9WD+1.6W+1.6H	0.9WD+1.6W
B.2.4.-7	COMB7a	0.9WD+0.296EX+1.6H	0.9WD+0.296EX
	COMB7b	0.9WD+0.296EY+1.6H	0.9WD+0.296EY

11.2. Vista 3D de modelo

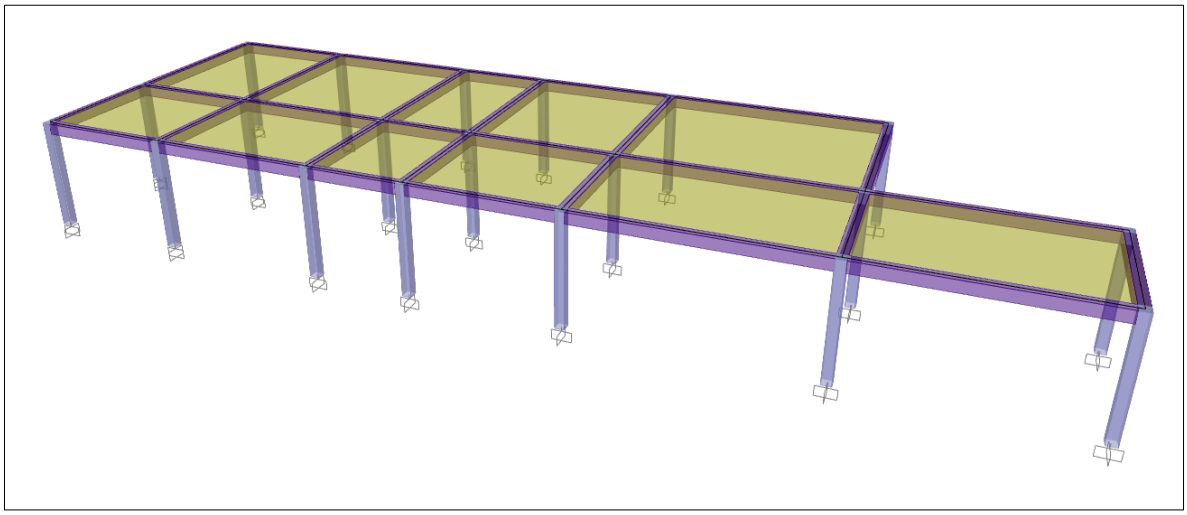


Ilustración 5. Estructura modelada vista en 3D.

11.3. Secciones utilizadas

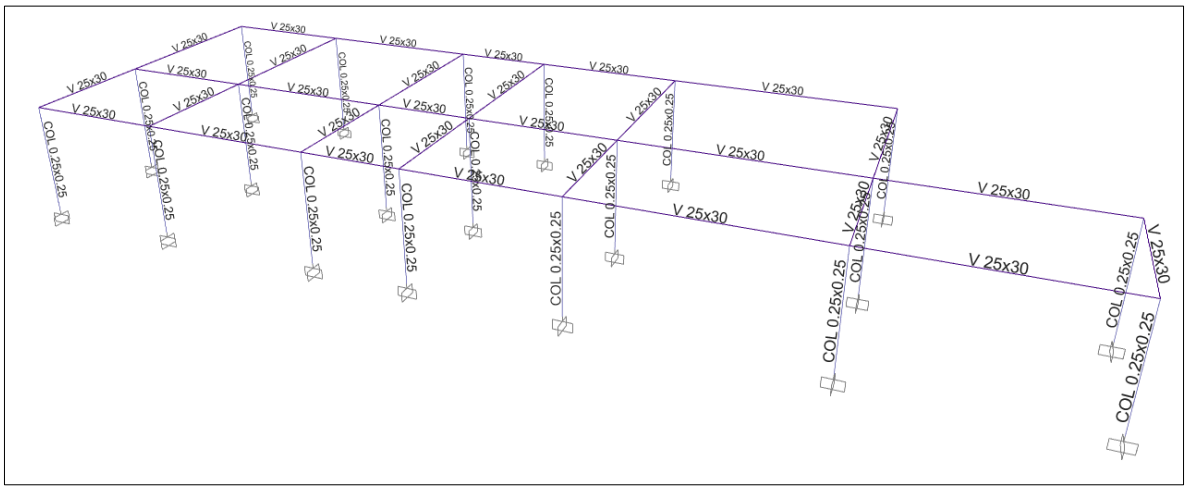


Ilustración 6. Secciones utilizadas en el modelo (Vista en 3D).

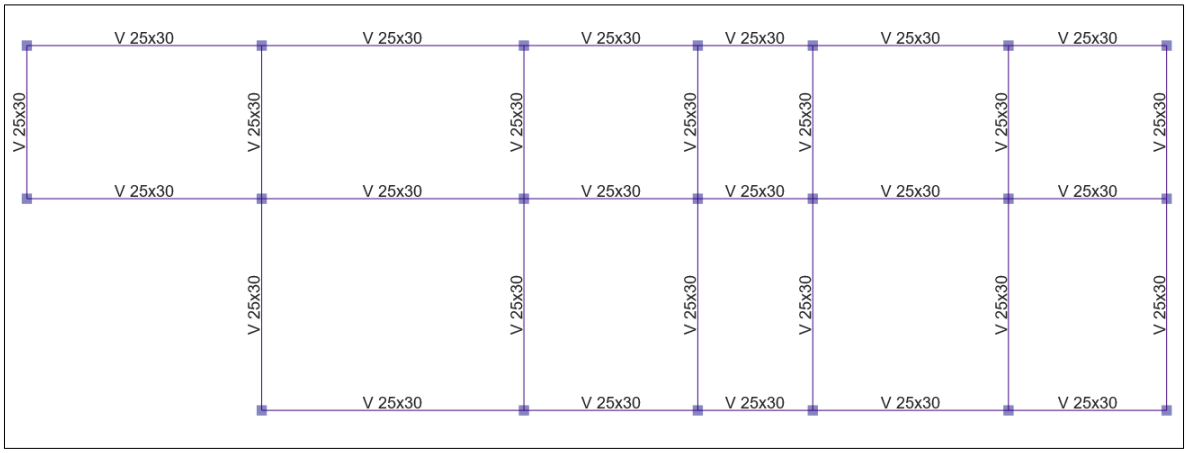


Ilustración 7. Secciones utilizadas en el modelo (Vista en planta).

Elemento	Sección
Columnas	25x25cm
Vigas	25x30cm

Tabla 19. Secciones utilizadas en el modelo.

11.4. Formas modales

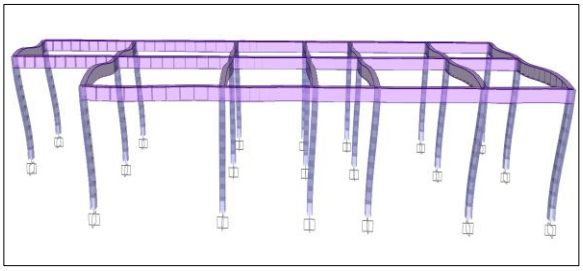


Ilustración 8: Modo 1. Periodo=0.263 Seg (Fundamental en X).

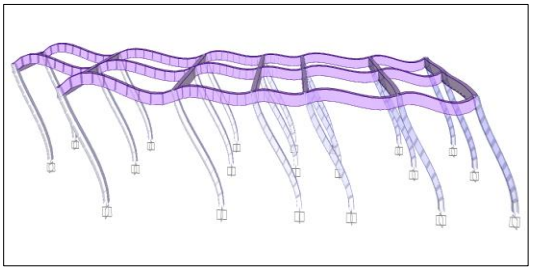


Ilustración 9: Modo 2; Periodo=0.256 Seg. (Fundamental en Y).

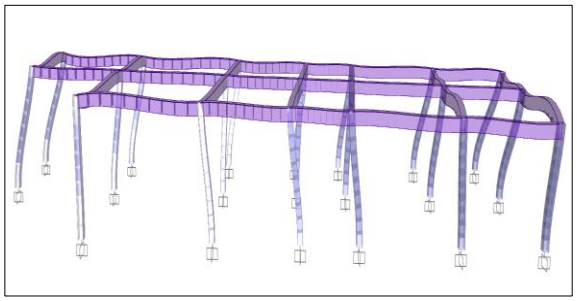


Ilustración 10: Modo 3. Periodo=0.235 Seg.

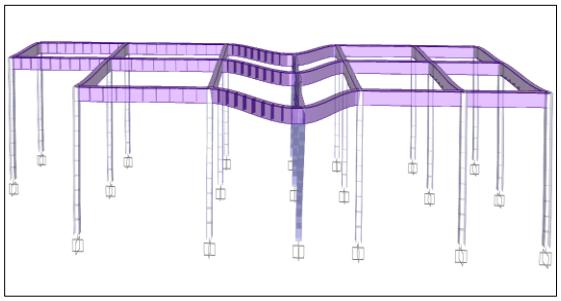


Ilustración 11: Modo 4. Periodo=0.125 Seg.

11.5. Participación modal

Participación de la masa en el sismo								
Case	*Mode*	*Period sec*	*UX*	*UY*	*UZ*	*Sum UX*	*Sum UY*	*Sum UZ*
MODAL	1	0.263	0.25%	97.01%	0.00%	0.25%	97.01%	0.00%
MODAL	2	0.256	98.81%	0.43%	0.00%	99.06%	97.44%	0.00%
MODAL	3	0.235	0.94%	2.56%	0.00%	100.00%	100.00%	0.00%
MODAL	4	0.125	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	0.00%
MODAL	5	0.017	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	0.00%
MODAL	6	0.013	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	0.00%
Participación de la masa en el análisis modal supera el 90% en el modo de vibración número 2								

Tabla 20. Participación modal.

11.6. Deformadas

11.6.1. Imagen deformada carga muerta

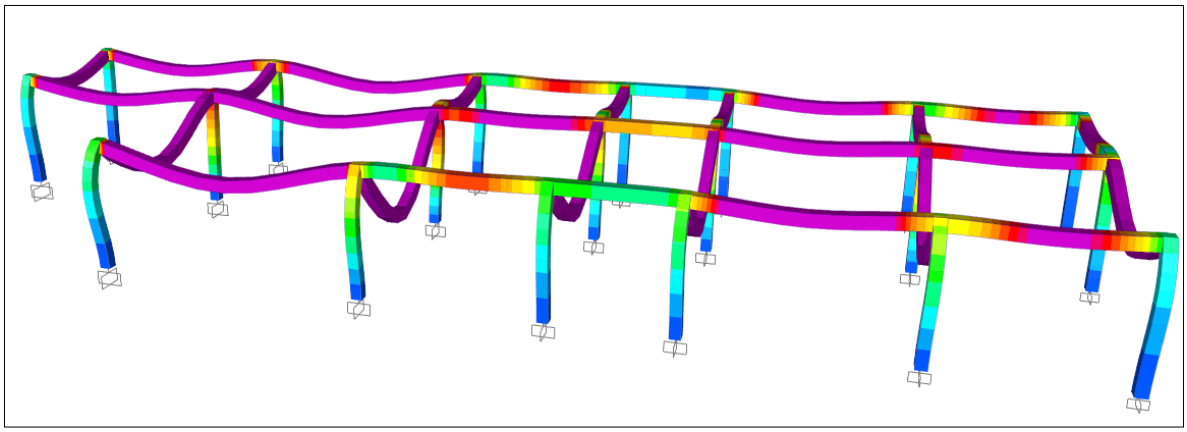


Ilustración 12. Deformada por carga muerta del modelo.

11.6.2. Imagen deformada carga viva

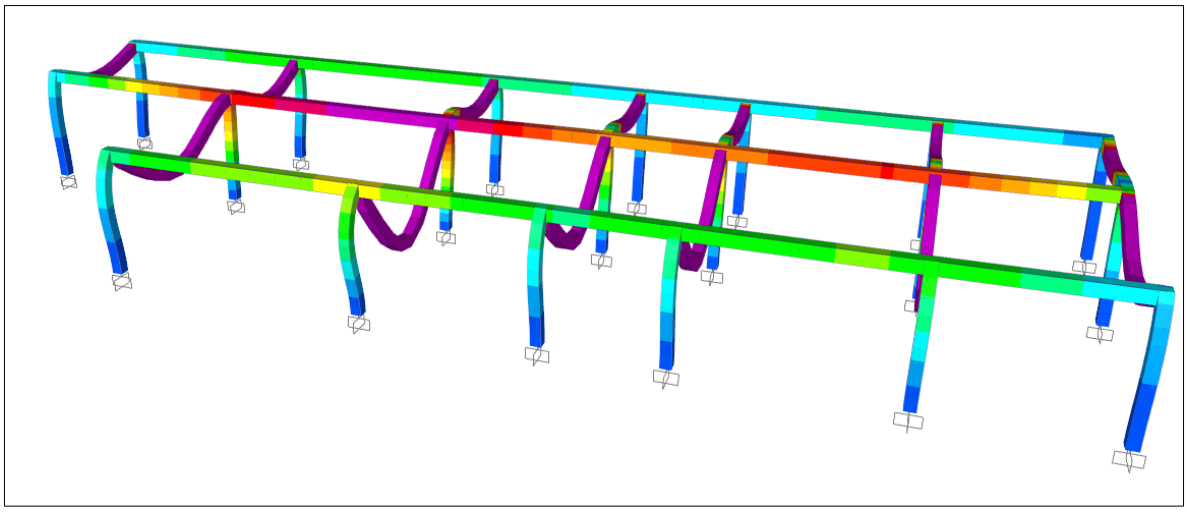


Ilustración 13. Deformada por carga viva del modelo.

11.6.3. Imagen deformada por sismo en X

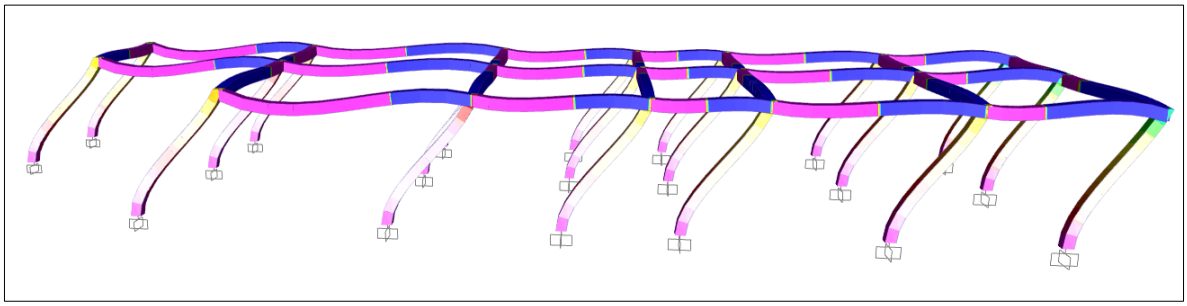


Ilustración 14. Deformada por sismo en X del modelo.

11.6.4. Imagen deformada por sismo en Y

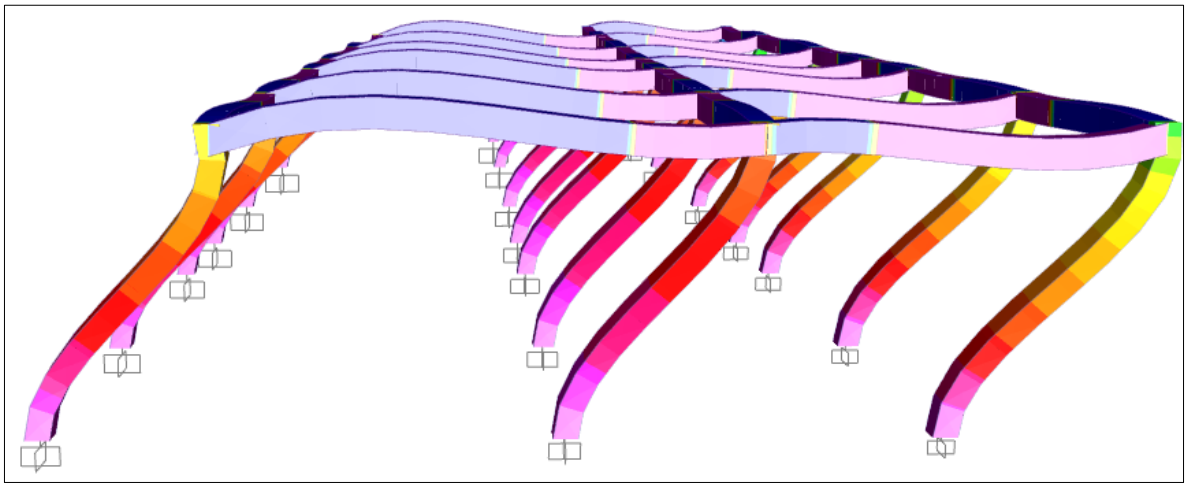


Ilustración 15. Deformada por sismo en Y del modelo.

11.7. Derivas

DERIVAS CALCULADAS EN DIRECCIÓN X							
Nivel	Etiqueta	Caso de carga	X mm	Y mm	Z mm	Dirección	Deriva
N+3.20	17	Sismo X	28250	0	3200	X	0.32%
N+3.20	7	Sismo X	0	5240	3200	Y	0.13%
Deriva máxima dirección X							**0.32%**
Deriva máxima en dirección X, se presenta en el nodo 17. equivale a un 0,32 % y se encuentra localizada en el nivel N+3.20							

Tabla 21. Verificación de derivas en dirección X.

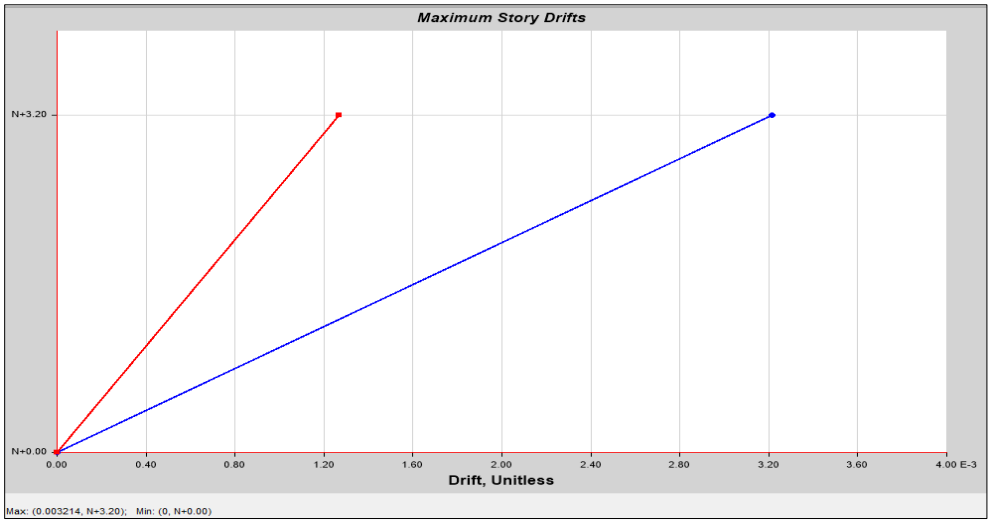


Ilustración 16. Chequeo máxima deriva por piso en dirección X.

DERIVAS CALCULADAS EN DIRECCIÓN Y							
Nivel	**Etiqueta**	**Caso de carga**	**X**	**Y**	**Z**	**Dirección**	**Deriva**
			mm	**mm**	**mm**		
N+3.20	17	Sismo Y	28250	0	3200	X	0.10%
N+3.20	7	Sismo Y	0	5240	3200	Y	0.39%
Deriva máxima dirección Y							**0.39%**
Deriva máxima en dirección Y, se presenta en el nodo 7. equivale a un 0,39 % y se encuentra localizada en el nivel N+3.20							

Tabla 22. Verificación de derivas en dirección Y.

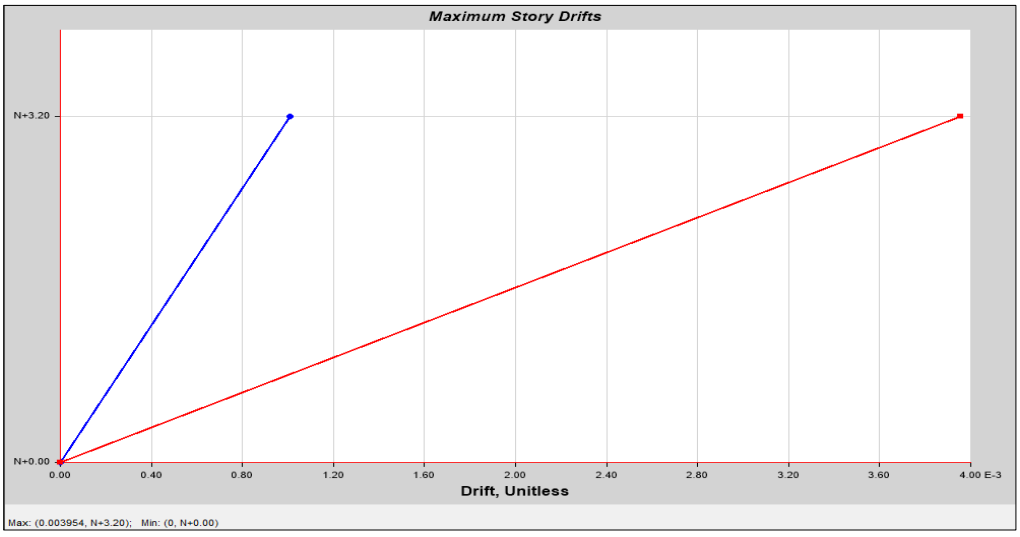


Ilustración 17. Chequeo máxima deriva por piso en dirección Y.

11.8. Diseño de elementos estructurales

11.8.1. Diseño de columnas

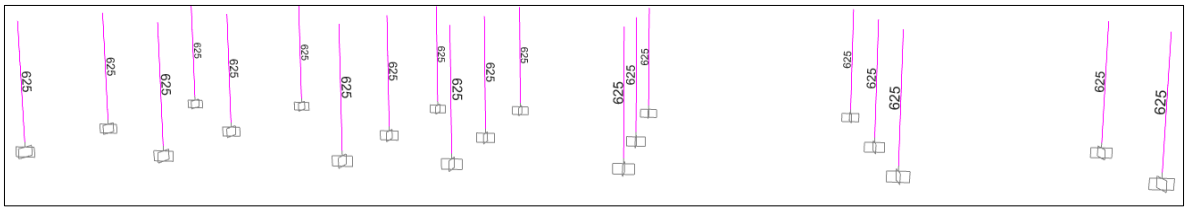
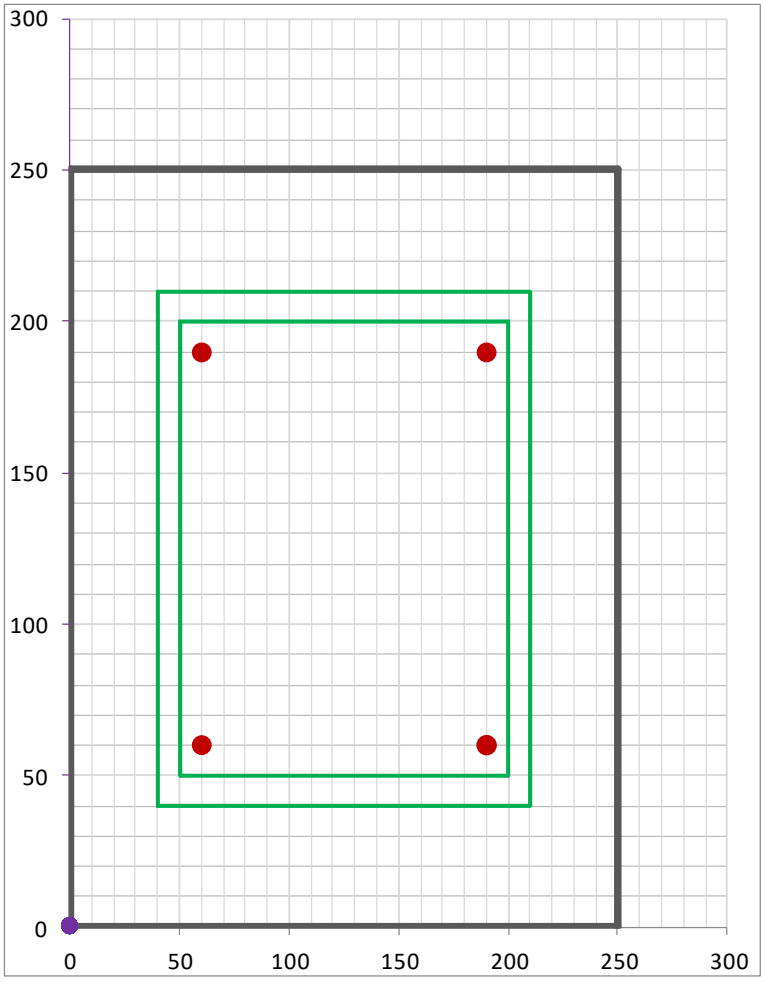


Ilustración 18. Acero requerido en columnas en mm².

11.8.1.1. Diagrama de interacción de columna en concreto

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS EN CONCRETO REFORZADO	
Materiales columna	
f'_c	21.0 Mpa
f_y	420 Mpa
E_c	21538.1 Mpa
E_y	200000 Mpa
Geometría	
$B_{2\,(x)}$	250 mm
$B_{3\,(y)}$	250 mm
Recubrimiento	40 mm
Refuerzo longitudinal	
$\rho_{\text{solicitada}}$	1.00%
$A_{s\ \text{requrido}}$	625.0 mm²
Φ_{Esquinas}	5/8 "
# de Filas	
Separación filas	130.0 mm
Φ_{Filas}	5/8 "
# de Columnas	
Separación colum.	130.0 mm
Φ_{columnas}	5/8 "
$A_{s\ \text{colocado}}$	792.4 mm²
Chequeo A_s	Cumple
Refuerzo transversal	
Tipo	Estribo
Φ_{refuerzo}	3/8 "



Coeficientes normativos						
$\Phi_{flexión}$	0.90	d_y	193 mm	d_x	193 mm	
β_1	0.85	Y_{0y}	125 mm	Y_{0x}	125 mm	

DIAGRAMA PARA FLEXIÓN EN DIRECCIÓN "Y" O MOMENTO AL REDEROR DEL EJE LOCAL 2

PUNTO E (COMPRESIÓN PURA)

Compresión pura	
$\Phi_{compresión}$	0.65
ΦP_n	1434.29 kN

$$\emptyset P_n = \emptyset * 0{,}85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

PUNTO C (FALLA BALANCEADA) M22 o My

Condición de falla balanceada

C_b	113.25 mm
a_b	96.27 mm
$\Phi_{compresión}$	0.65 mm
C_c	429.58 kN

$$d_y = B_3 - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{barra\ long\ mayor}}{2}$$

$$C_b = \frac{\varepsilon_c * d_y}{\varepsilon_y + \varepsilon_c}$$

$$a_b = \beta_1 * C_b$$

$$C_c = 0{,}85 * f'_c * a_b * B_2$$

Momento resistente condición de falla balanceada (M22) o M_y

Fila	d	ε_s	σ_s	F_s	Barra en:	Momento
Esquina	57 mm	0.00148	295.5 Mpa	117.09 kN	Compresión	7.9 kN-m
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
Esquina	193 mm	0.0021	420.0 Mpa	166.40 kN	Tensión	11.2 kN-m
Momento resistente sección de concreto						33.0 kN-m
Momento resistente total (M_{nb})						**52.2 kN-m**
Carga axial resistente total (P_{nb})						**380.27 kN**

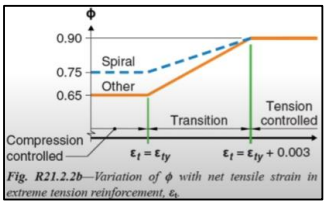
PUNTO B (ZONA DE FALLA FRAGIL)			
Condición de falla fragil			
Factor reducción C	0.50	$C = C_b * Factor\ de\ reducción$	
C	56.63 mm	$a_b = \beta_1 * C$	
a_b	48.13 mm	$C_c = 0{,}85 * f'_c * a_b * B_2$	
$\Phi_{compresión}$	0.90 mm		
C_c	214.79 kN		

Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t

Momento resistente condición de falla fragil (M22) o M_y						
Fila	**d**	**ε_s**	**σ_s**	**F_s**	**Barra en:**	**Momento**
Esquina	57 mm	0.00004	8.9 Mpa	3.54 kN	Tensión	0.2 kN-m
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
Esquina	193 mm	0.0072	420.0 Mpa	166.40 kN	Tensión	11.2 kN-m
Momento resistente sección de concreto						21.7 kN-m
Momento resistente total (M_n)						**33.2 kN-m**
Carga axial resistente total (P_n)						**44.85 kN**

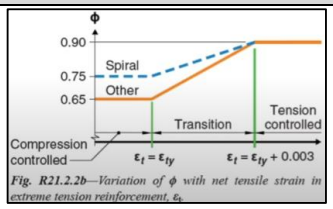
PUNTO D (ZONA DE FALLA DUCTIL)			
Condición de falla ductil			
Factor ampl. C	1.40	$C = C_b * Factor\ de\ ampliación$	
C	158.55 mm	$a_b = \beta_1 * C$	
a_b	134.77 mm	$C_c = 0{,}85 * f'_c * a_b * B_2$	
$\Phi_{compresión}$	0.65 mm		
C_c	601.42 kN		

Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t

Momento resistente condición de falla ductil (M22) o M_y						
Fila	**d**	**ε_s**	**σ_s**	**F_s**	**Barra en:**	**Momento**
Esquina	57 mm	0.00191	382.5 Mpa	151.56 kN	Compresión	10.2 kN-m

Esquina	193 mm	0.0006	128.6 Mpa	50.94 kN	Tensión	3.4 kN-m
Momento resistente sección de concreto						34.7 kN-m
Momento resistente total (M_n)						**48.3 kN-m**
Carga axial resistente total (P_n)						**702.03 kN**

PUNTO A (TRACCIÓN PURA)

Tracción pura	
P_n	332.81 kN

$$\emptyset P_t = \emptyset * \sum A_s * f_y$$

Interacción M22 o M_y

Tipo	Punto	M_c	P_n	Φ	ΦM_c	ΦP_n
Traccción pura	A	0.0 kN-m	-332.8 kN	0.90	0.0 kN-m	-299.5 kN
Falla fragil	B	33.2 kN-m	44.8 kN	0.90	29.8 kN-m	40.4 kN
Falla Balanceada	C	52.2 kN-m	380.3 kN	0.65	33.9 kN-m	247.2 kN
Falla ductil	D	48.3 kN-m	702.0 kN	0.65	31.4 kN-m	456.3 kN
Compresión pura	E	0.0 kN-m	1434.3 kN	0.65	0.0 kN-m	932.3 kN

Límites de falla			**Limite de compresión pura**		
A	0.0 kN-m	0.0 kN	A	0.0 kN-m	745.8 kN
B	52.2 kN-m	380.3 kN	B	24.7 kN-m	745.8 kN

CARGAS DE DISEÑO

Combinación	M_u	P_u	Combinación	M_u	P_u
COMBO 1	15.0 kN-m	89.0 kN	COMBO 6	14.5 kN-m	83.6 kN
COMBO 2	14.1 kN-m	82.0 kN	COMBO 7	17.5 kN-m	96.7 kN
COMBO 3	12.8 kN-m	76.3 kN	COMBO 8	16.2 kN-m	91.0 kN
COMBO 4	17.0 kN-m	94.6 kN	COMBO 9	14.5 kN-m	77.4 kN
COMBO 5	18.7 kN-m	101.9 kN	COMBO 10	18.4 kN-m	77.9 kN

Tabla 23. Análisis de diagrama de interacción de columna en dirección Y.

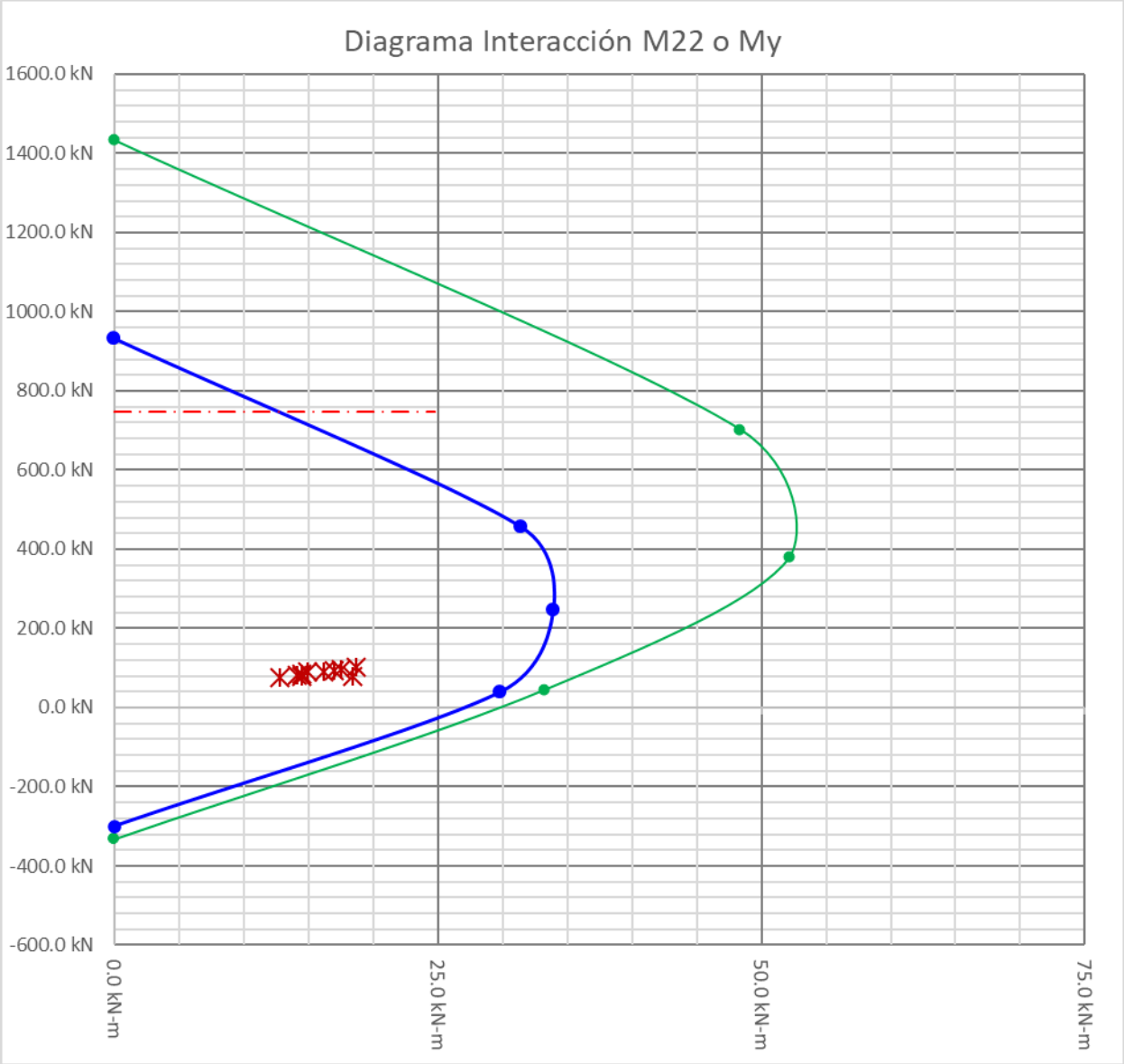


Ilustración 19. Diagrama de interacción de columna analizado en dirección Y.

DIAGRAMA PARA FLEXIÓN EN DIRECCIÓN "X" O MOMENTO AL REDEROR DEL EJE LOCAL 3 (Y)		
PUNTO C (FALLA BALANCEADA) M33 o Mx		
Condición de falla balanceada		
C_b	113.25 mm	$d_x = B_2 - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{barra\ long\ mayor}}{2}$ $\quad C_b = \frac{\varepsilon_c * d_x}{\varepsilon_y + \varepsilon_c}$
a_b	96.27 mm	$a_b = \beta_1 * C_b$ $\quad C_c = 0{,}85 * f'_c * a_b * B_3$
$\Phi_{compresión}$	0.65 mm	
C_c	429.58 kN	

Momento resistente condición de falla balanceada (M33) o M_x						
Fila	**d**	**ε_s**	**σ_s**	**F_s**	**Barra en:**	**Momento**
Esquina	57 mm	0.00148	295.5 Mpa	117.09 kN	Compresión	7.9 kN-m
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
Esquina	193 mm	0.0021	420.0 Mpa	166.40 kN	Tensión	11.2 kN-m
Momento resistente sección de concreto						33.0 kN-m
Momento resistente total (M_{nb})						**52.2 kN-m**
Carga axial resistente total (P_{nb})						**380.27 kN**

PUNTO B (ZONA DE FALLA FRAGIL)

Condición de falla fragil	
Factor reducción C	0.60
C	67.95 mm
a_b	57.76 mm
$\Phi_{compresión}$	0.90 mm
C_c	257.75 kN

$$C = C_b * Factor\ de\ reducción$$

$$a_b = \beta_1 * C$$

$$C_c = 0{,}85 * f'_c * a_b * B_3$$

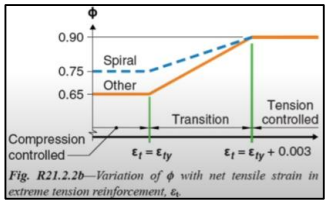


Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t

Momento resistente condición de falla fragil (M33) o M_x						
Fila	**d**	**ε_s**	**σ_s**	**F_s**	**Barra en:**	**Momento**
Esquina	57 mm	0.00046	92.6 Mpa	36.67 kN	Compresión	2.5 kN-m
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Esquina	193 mm	0.0055	420.0 Mpa	166.40 kN	Tensión	11.2 kN-m
Momento resistente sección de concreto						24.8 kN-m
Momento resistente total (M_{nb})						**38.5 kN-m**
Carga axial resistente total (P_{nb})						**128.01 kN**

PUNTO D (ZONA DE FALLA DUCTIL)

Condición de falla ductil

Factor ampl. C	1.30
C	147.23 mm
a_b	125.14 mm
$\Phi_{compresión}$	0.65 mm
C_c	558.46 kN

$$C = C_b * Factor\ de\ ampliación$$

$$a_b = \beta_1 * C$$

$$C_c = 0{,}85 * f'_c * a_b * B_3$$

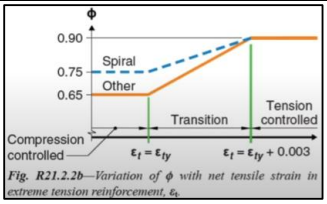


Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t.

Momento resistente condición de falla ductil (M33) o M_x

Fila	d	ε_s	σ_s	F_s	Barra en:	Momento
Esquina	57 mm	0.00183	365.8 Mpa	144.93 kN	Compresión	9.8 kN-m
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
Esquina	193 mm	0.0009	184.6 Mpa	73.14 kN	Tensión	4.9 kN-m
Momento resistente sección de concreto						34.9 kN-m
Momento resistente total (M_{nb})						**49.6 kN-m**
Carga axial resistente total (P_{nb})						**630.24 kN**

Interacción M22 o M_y

Tipo	Punto	M_c	P_n	Φ	ΦM_c	ΦP_n
Traccción pura	A	0.0 kN-m	-332.8 kN	0.90	0.0 kN-m	-299.5 kN
Falla fragil	B	38.5 kN-m	128.0 kN	0.90	34.6 kN-m	115.2 kN
Falla Balanceada	C	52.2 kN-m	380.3 kN	0.65	33.9 kN-m	247.2 kN
Falla ductil	D	49.6 kN-m	630.2 kN	0.65	32.2 kN-m	409.7 kN
Compresión pura	E	0.0 kN-m	1434.3 kN	0.65	0.0 kN-m	932.3 kN

Límites de falla			Limite de compresión pura		
A	0.0 kN-m	0.0 kN	A	0.0 kN-m	745.8 kN
B	52.2 kN-m	380.3 kN	B	24.7 kN-m	745.8 kN
CARGAS DE DISEÑO					
Combinación	**M_u**	**P_u**	**Combinación**	**M_u**	**P_u**
COMBO 1	4.0 kN-m	89.0 kN	COMBO 6	3.5 kN-m	83.6 kN
COMBO 2	3.5 kN-m	82.0 kN	COMBO 7	3.5 kN-m	96.7 kN
COMBO 3	3.5 kN-m	76.3 kN	COMBO 8	3.5 kN-m	91.0 kN
COMBO 4	3.5 kN-m	94.6 kN	COMBO 9	8.5 kN-m	77.4 kN
COMBO 5	3.5 kN-m	101.9 kN	COMBO 10	5.0 kN-m	77.9 kN

Tabla 24. Análisis de diagrama de interacción de columna en dirección X.

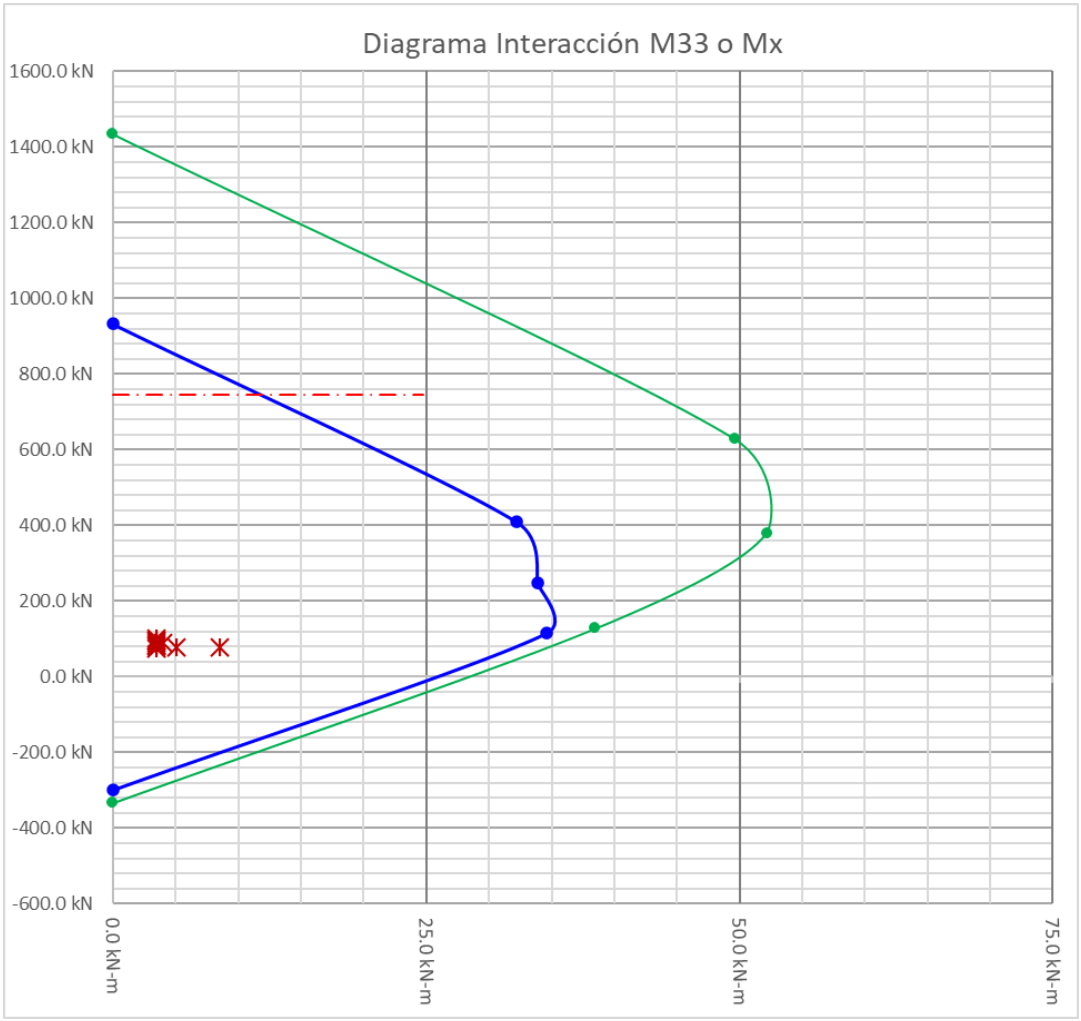


Ilustración 20. Diagrama de interacción de columna analizado en dirección X.

11.8.1.2. Diseño a cortante de columna

DISEÑO A CORTANTE DE COLUMNAS EN CONCRETO (DMO Y DES)			
La presente hoja de cálculo es programada siguiendo los lineamientos de la NSR-10 aplicables para refuerzo transversal de columas en concreto debido a rfeurzar cortantes sobre dichos elementos y a cuantías volumétricas mpónimas para colimnas con con discipación moderada y especial de energía detallados en los capítulos C.11 y C.21.			
Materiales		**Dimensiones**	
f'_c	21.0 Mpa	Tipo columna	Rectangular
f_y	420.0 Mpa	B2 (x)	250 mm
f_{yt}	420.0 Mpa	B3 (Y)	250 mm
Φ estribo	3/8 pulg	Recubrimiento	40 mm
		Luz libre col.	3200 mm

Chequeo de resistencia al cortante de elementos en compresión axial (C.11.2)

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \qquad (C.11-3)$$

V_c	Cortante resisstido por concreto en elementos sometidos a compresión axial.
N_u	Carga axial mayorada normal a la sección transversal.
A_g	Área bruta de la sección de concreto en mm^2.
λ	Factor de modificación que tiene en cuenta propiedadee mecánicas reducidas del concreto de peso liviano.
f'_c	Resistencia a la cmresión del concreto.
b_w	Ancho del elemento en concreto.
d	Distancia entre la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal
f_y	Esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal.
f_{yt}	Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

Cargas actuantes mayoradas		**Otros parámetros**	
Carga Axial (Pu)	115.65 kN	Peso concreto	Concreto de peso normal
Momento dirección h	14.95 kN	λ	1.00
Momento dirección b_w	4.04 kN	φ_c	0.75
Cortante actuante (V_u)	12.20 kN	$\varphi * V_c$	**44.10 kN**
φ*Vc>Vu, Sección de concreto resiste el cortante actuante			

Diseño de refuerzo transversal de columnas por cuantías volumétricas C.21.3.5 y C.213.6

Estimtación de longitud "confinada" de la columna

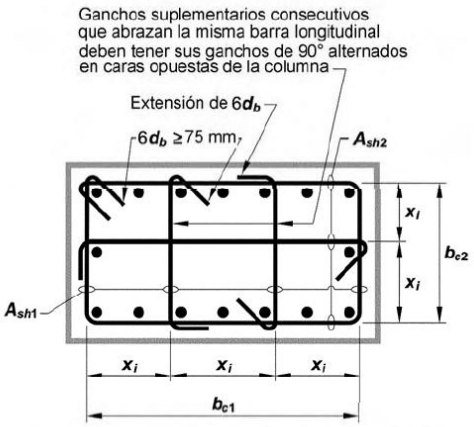
C.21.3.5.6 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de **S_o** por una longitud **l_o**, medida desde la cara del nudo.

El espaciemiento So no debe exceder los siguientes límites para DMO.
a. 8 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. 1/3 de la menor dimensión de la sección transvesal de la columnas.
d. 150 mm
Fuera de la longitud **l_o**, deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición con un espaciamiento que no debe ser mayor a 2 veces el utilizado dentro de la longitud **l_o**
El espaciemiento So no debe exceder los siguientes límites para DES (C.21.6.4.3)
a. La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
b. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal menor
c. So, Según la ecuación C.21-5. $$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right)$$
Más allá de la longitud lo, especificada en C.21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo de confinamiento que cumpla C.7.10, y separación no mayor a 150 mm o 6 veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna.
La longitud l_o, debe ser la mayor de las siguientes relaciones para DMO y DES:
a. 1/6 de la luz libre de la columna.
b. La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
c. 500 mm

Formulario para cálculo de estribos de confinamiento de columnas	
Columnas circulares con refuezon en espiral	**Columnas rectangulares con estribos cerrados**
$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$; $C.10.9.3$	$A_{sh} = 0.2 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$; $C.21.3.5.7$
$\rho_s = 0.08 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$; $C.21.3.5.5$ (DMO)	$A_{sh} = 0.06 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}}$; $C.21.3.5.7$; DMO
$\rho_s = 0.12 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$; $C.21.6.4.4$ (DES)	$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$; $C.21.6.4.4$
	$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}}$; $C.21.6.4.4$; DES

l_o	Longitud medidad desde la cara del nudo de la columna dentro del cual se debe colocar refuerzo transvesal "confinado".
S_o	Espaciemiento del refuerzo transvesal dentro de la longitud **l_o**.
ρ_s	Cuantía volumétrica entre el refuerzo ene spiral y el nucleo de concreto confinado.
A_g	Área bruta de la sección de concreto en mm^2.
A_{ch}	Área de la sección transversal medida desde los extremos del estribo de confinamiento.

A_{sh}	Área total de refuerzo transversal incluyendo ganchos suplementarios colocado dentro del espaciamiento s
s	Espaciamiento final del refuerzo transvesal de la columna
b_c	Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal
h_x	Espaciamiento máximo horizontal entre ganchos suplementarios

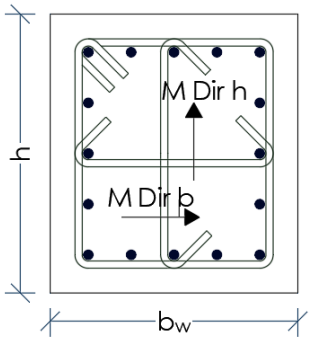


La dimensión x_i centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm.El término h_x usado en la ecuación (21-2) se toma como el mayor valor de x_i.

Fig. CR21.6.4.2 — ejemplo de refuerzo transversal en columnas

Chequeo de separación de refuerzo longitudinal	
ρ_{min}	0.01
$\rho_{máx}$	0.04
$A_{smín}$	625 mm²

Para columnas rectangulares es necesario colocar mínimo **4** barras de refuerzo longitudinal, **1** en cada esquina



Refuerzo	Cantidad	Diámetro [in]	As
Barras de refuerzo principales (1 en cada vertice)	4	5/8 pulg	792 mm²
Barras adicionale dirección Y (Eje local 3)	0	5/8 pulg	0 mm²
Barras adicionales dirección X (Eje local 2)			0 mm²
Área de acero total			**791.7 mm²**

Dirección de estudio	Cantidad	Diámetro	Separación	Check
Separación de refuerzo en dirección Y (Eje local 3)	2	5/8 pulg	119.2 mm	**Cumple**
	0	5/8 pulg		
Separación de refuerzo en dirección X (Eje local 2)	2	5/8 pulg	119.2 mm	**Cumple**

Cálculo de separación de estribos en la columna zona confinada (l_o)				
Ductulidad	DMO		0.20	0.06
Número ramas Dir X (Eje local 2)	2	160 mm	Cumple separación máxima	
Número ramas Dir Y (Eje local 3)	2	160 mm	Cumple separación máxima	
b_{cb}	170 mm	A_g	62500 mm²	
b_{ch}	170 mm	A_{ch}	28900 mm²	

Separación mínima "confinada"	83 mm	
Longitud confinada [l_o]	**533 mm**	
Separación asumida en zona confinada [S_o]	**70 mm**	**Cumple con Sep. Mínima**
A_{sh}	138 mm²	
A_{st}	143 mm²	
Cumple refuerzo por cortante		

Cálculo de separación de estribos en la columna zona no confinada	
Separación de estribos (S_1)	140 mm

Resumen de refuerzo por cortante en la columna		
Ductilidad	**DMO**	
Longitud confinada [l_o]	**533 mm**	
Separación zona confinada confinada [S_o]	**70 mm**	
Separación zona confinada confinada [S_1]	**140 mm**	
# de ramas en dirección b_w	**2**	**0 Ganchos suplementarios**
# de ramas en dirección h	**2**	**0 Ganchos suplementarios**

Tabla 25. Diseño a cortante de columna.

11.8.1.3. Chequeo de columna fuerte – viga débil

CHEQUEO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL VIGAS RECTANGULARES

IDENTIFICACIÓN DE APLICABILIDAD DE RELACIÓN COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL (C.21.6)	
¿ La estructura corresponde a un pórtico especial resistente a momento PRM ?	Si
¿ El nudo a analizar resiste fuerzas inducidas por sismos ?	Si
¿ El nudo objeto de verificación es un nudo intermedio ?	Si
¿ La carga axial mayorada de diseño es superior al 10% de la carga que resiste ?	No

Columnas		**Chequeo**		
$B_{2\,(x)}$	250 mm	P_u	101.90 kN	**No es necesario evaluar relación viga columna**
$B_{3\,(y)}$	250 mm	RDC	77.64%	
$f'_{c\,columnas}$	21.0 Mpa	$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \sum M_{nv}$		
$0{,}1xA_g xf'_c$	131.25 kN			

11.8.2. Diseño de vigas de concreto

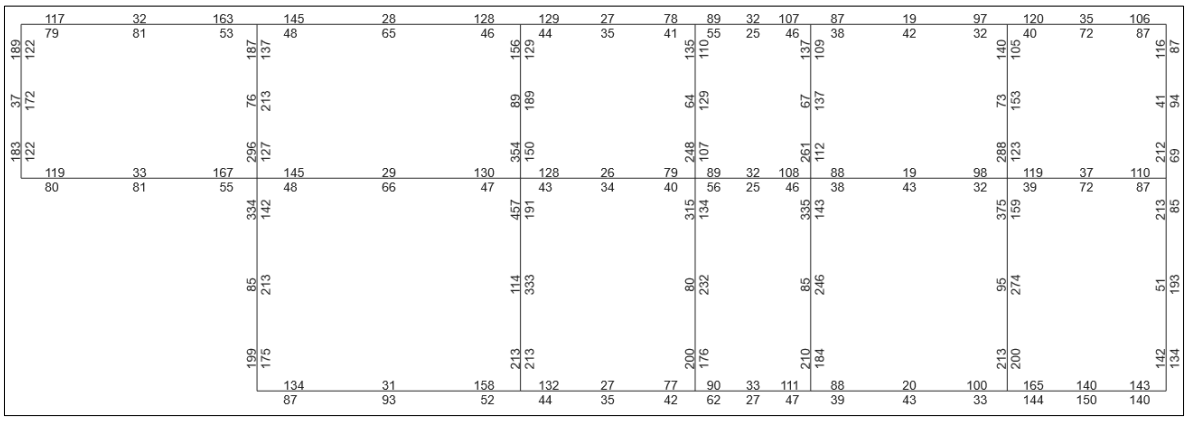


Ilustración 21. Acero requerido en vigas en mm².

11.8.2.1. Diseño de vigas en concreto a flexión

Parámetros de diseño		
Momento último	M_u	41.21 kN-m
Factor de redución a flexión	$\Phi_{flexión}$	0.90
Momento útimo de diseño	M_{ud}	45.79 kN-m
Resistencia de concreto	f'_c	21 Mpa
Resistencia de acero a flexión	f_y	420 Mpa
Base viga	b	250 mm
Altura viga	h	300 mm
Recubrimiento	r	40 mm
Diámetro estribo	Φ_e	3/8
		9.53 mm
Diámetro barra longitudinal	Φ_{bl}	1/2
		12.70 mm
Altura efectiva de viga	d	244 mm

Cuantía de acero requerida		
$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c}$ $\quad k = \frac{M_u}{b * d^2}$ $\quad \rho = \frac{1}{m} * \left[1 - \sqrt{\frac{2 * m * k}{f_y}}\right]$		
Relación de matelriales	m	23.53
Relación geométrica	k	3073.23 kN/m²
Cuantía de refuerzo	ρ	0.0081
$\rho_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$ $\quad \rho_{bal} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + f_y}$ $\quad \rho_{máx} = 0.75 * \rho_{bal}$		
Cuantías		
Cuantía mínima	ρ_{min}	0.0033
Cuntía balanceada	ρ_{bal}	0.0250
Cuantía máxima	$\rho_{máx}$	0.0188
Cuantía de la viga	ρ_{viga}	**0.0081**

Acero de refuerzo de la viga		
Área de acero total requerida	A_s	**493.53 mm²**
$A_s = \rho_{viga} * b * d$		
Acero mínimo		
Acero mínimo	A_{smin}	201.40 mm²
Barras a colocar	$\#_{barras}$	**2**
Diámetro	Φ_{barra}	**5/8**
Área colocada	$A_{scolocado}$	397.11 mm²
Chequeo		**Cumple**

Acero adicional		
Área de acero total requerida	A_s	493.53 mm²
Área faltante	$A_{s\ faltante}$	96.42 mm²
Barras a colocar	$\#_{barras}$	**1**
Diámetro	Φ_{barra}	**1/2**
Área colocada	$A_{scolocado}$	126.68 mm²
Chequeo		**Cumple**

Tabla 26. Diseño de vigas en concreto a flexión.

11.8.2.2. Diseño de vigas en concreto a cortante

Parámetros de diseño		
Cortante de diseño	V_u	52.54 kN
Resistencia de concreto	f'_c	21 Mpa
Resistencia del acero a cortante	f_{yt}	420 Mpa
Base viga	b	250 mm
Altura viga	h	300 mm
Recubrimiento	r	40 mm
Diámetro estribo	Φ_e	3/8
		9.53 mm
Diámetro barra longitudinal	Φ_{bl}	1/2
		12.70 mm
Altura efectiva de la viga	d	244 mm
Altura efectiva de estribo	d''	188 mm
Número de ramas	$\#_{ramas}$	2
Separación entre ramas de estribos	S_{ramas}	160 mm
Área de estribos	A_e	142.51 mm²
Concreto de peso normal	λ	1.00
Factor de reducción a cortante	Φ_c	0.75

Resistencia a cortante de la sección		
$V_{ud} = \emptyset * V_u$ $\quad V_c = 0.17\sqrt{f'_c} * b * d$ $\quad S = \frac{A_e * d * f_y}{V_s}$		
Cortante último de diseño (ΦV_u)	V_{ud}	70.05 kN
Cortante de la sección de concreto	V_c	47.55 kN
Cortante a tomar por estribos (kN)	22.51	
Separación de estribos por cortante	S	500.61 mm

Separación mínima zona confinada	S_{zc}	61 mm
Separación mínima zona no confinada	S_{znc}	122 mm
Longitud de zona confinada	L_{zc}	600 mm

Resumen de diseño		
Resistencia a la fluencia acero estribos	f_{yt}	420 Mpa
Número de ramas estribos	$\#_{ramas}$	2
Diámetro de estribos de confinamiento	Φ_e	**3/8**
Sepacación zona confinada y empalmes	S_{zc}	**61 mm**
Separación zona no confinada	S_{znc}	**122 mm**

Tabla 27. Diseño a cortante de vigas en concreto.

11.9. Cubierta

Los elementos portantes de cubierta, de cualquier material, deben conformar un conjunto estable para cargas laterales. Por lo tanto, se deben disponer sistemas de anclaje en los apoyos y suficientes elementos de arriostramiento que garanticen la estabilidad del conjunto. En el anexo 1 se muestra el análisis de diseño para las correas metálicas que sostienen la cubierta tipo master 1000, que para este caso corresponden a perfiles PTE 150x50x3 mm ASTM 500 Gr. C.

12. Diseño de cimentación

Dimensionamiento de zapatas y vigas de cimentación

Los chequeos de punzonamiento, cortante unidireccional y capacidad de carga de la cimentación se realizan en el software de diseño, así como el cálculo de refuerzo de las zapatas.

Módulo de balastro del suelo:

Capacidad portante	85 KN/m2
Asentamientos	20.0 mm
Módulo de balastro (Para Zapatas)	4250.0 KN/m3

Tabla 28. Parámetro geotécnicos.

12.1. Geometría de la cimentación

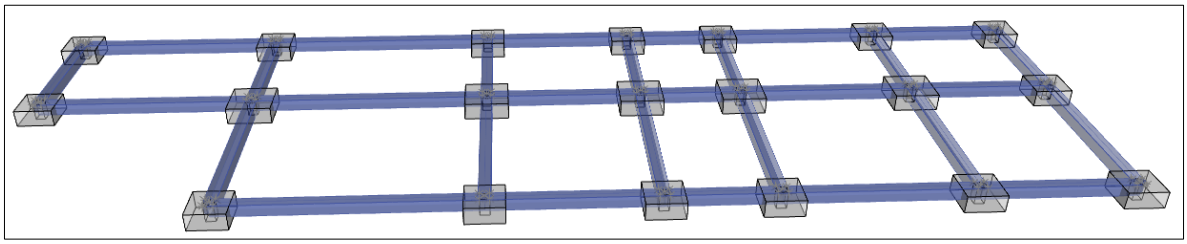


Ilustración 22. Geometría de la cimentación en vista 3D.

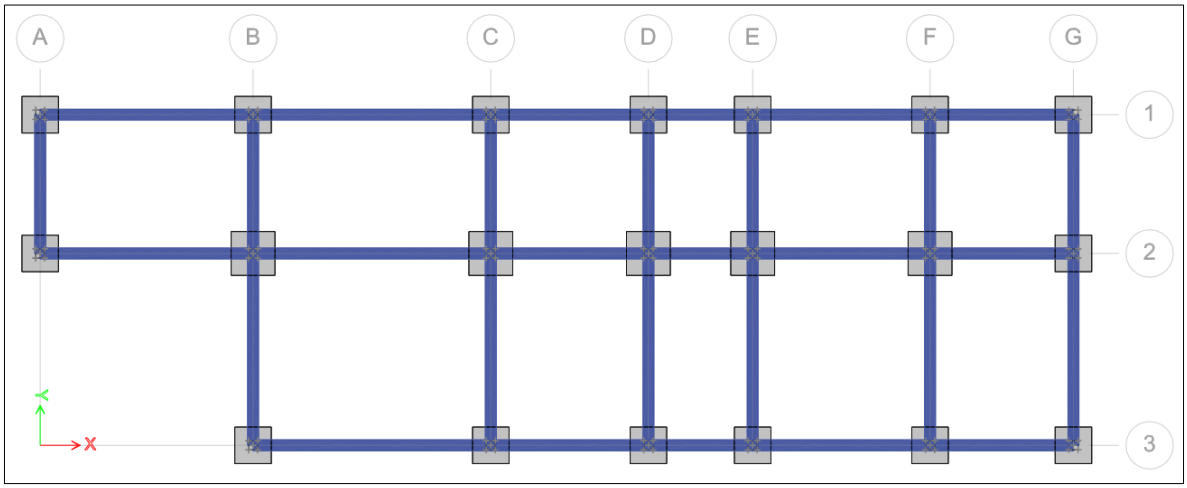


Ilustración 23. Geometría en planta de la cimentación.

12.2. Cargas sobre la cimentación

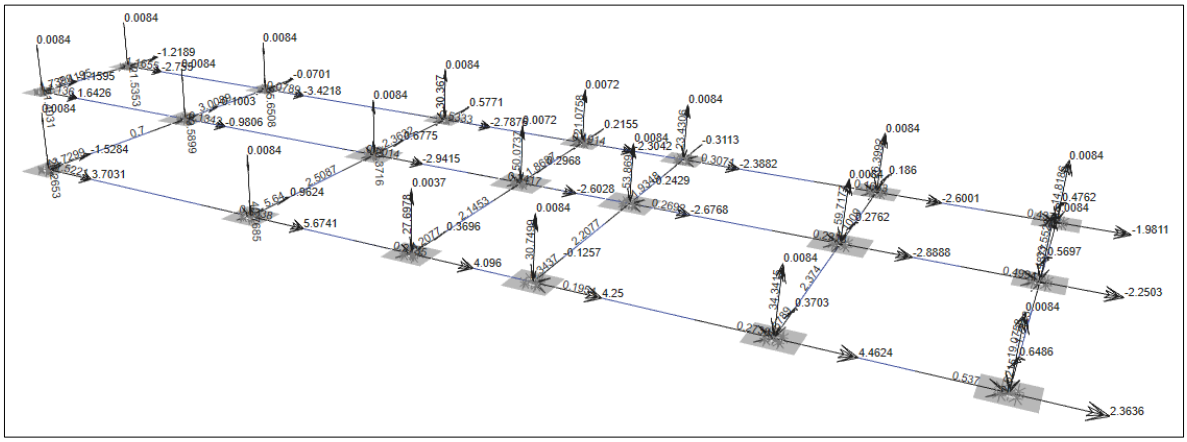


Ilustración 24. Cargas sobre la cimentación.

12.3. Combinaciones de carga

Dimensionamiento: Para el dimensionamiento de los elementos que componen la cimentación, se emplean las combinaciones de carga de servicio, esto se hace para que haya una compatibilidad con el estudio de suelos, ya que para la estimación de los parámetros del suelo se emplean factores de seguridad correspondientes al método de esfuerzos admisibles.

B.2.3. COMBINACIONES DE CARGA DE SERVICIO (ASD)			
1	**Cargas actuantes en la estructura**		
1.1	Cargas muertas	W_D	Si
1.2	Cargas vivas	W_L	No
1.3	Fuerzas de sismo en dirección X	E_X	Si
1.4	Fuerzas de sismo en dirección Y	E_Y	Si
1.5	Cargas de viento	W_W	Si
1.6	Fluidos con densidades definidas y alturas controlables	W_F	No
1.7	Cargas debidas al empuje lateral del suelo, Nivel freático	W_H	No
1.8	Fuerzas por variación de temperatura, retracción de fraguad	T	No
1.9	Carga viva sobre la cubierta	L_r	Si
1.1	Carga debida al granizo (No tiene en cuenta el empozamien	W_G	No
1.11	Carga de empozamiento de agua	L_e	No
1.12	Fuerza sísmica de umbral de daño en X	E_{dx}	No
1.13	Fuerza sísmica de umbral de daño en Y	E_{dy}	No

2	Combinaciones de carga de servicio (B.2.3)		
B.2.3-1	COMB1	W_D+W_F	WD
B.2.3-2	COMB2	$W_D+W_H+W_F+W_L+T$	WD
B.2.3-3	COMB3a	$W_D+W_H+W_F+L_r$	WD+Lr
	COMB3b	$W_D+W_H+W_F+W_G$	WD
	COMB3c	$W_D+W_H+W_F+L_e$	WD
B.2.3-4	COMB4a	$W_D+W_H+W_F+0,75*(W_L+T)+0,75*L_r$	WD+0,75*Lr
	COMB4b	$W_D+W_H+W_F+0,75*(W_L+T)+0,75*W_G$	WD
	COMB4c	$W_D+W_H+W_F+0,75*(W_L+T)+0,75*L_e$	WD
B.2.3-5	COMB5	$W_D+W_H+W_F+W_W$	WD+WW
B.2.3-6	COMB6a	$W_D+W_H+W_F+0,7*E_X$	WD+EX
	COMB6b	$W_D+W_H+W_F+0,7*E_Y$	WD+EY
B.2.3-7	COMB7a	$W_D+W_H+W_F+0,75*W_W+0,75*W_L+0,75*L_r$	WD+0,75*WW+0,75*Lr
	COMB7b	$W_D+W_H+W_F+0,75*W_W+0,75*W_L+0,75*W_G$	WD+0,75*WW
	COMB7c	$W_D+W_H+W_F+0,75*W_W+0,75*W_L+0,75*L_e$	WD+0,75*WW
B.2.3-8	COMB8a	$W_D+W_H+W_F+0,525*E_X+0,75*W_L+0,75*L_r$	WD+0,525*EX+0,75*Lr
	COMB8b	$W_D+W_H+W_F+0,525*E_X+0,75*W_L+0,75*W_G$	WD+0,525*EX
	COMB8c	$W_D+W_H+W_F+0,525*E_X+0,75*W_L+0,75*L_e$	WD+0,525*EX
	COMB8d	$W_D+W_H+W_F+0,525*E_Y+0,75*W_L+0,75*L_r$	WD+0,525*EY+0,75*Lr
	COMB8e	$W_D+W_H+W_F+0,525*E_Y+0,75*W_L+0,75*W_G$	WD+0,525*EY
	COMB8f	$W_D+W_H+W_F+0,525*E_Y+0,75*W_L+0,75*L_e$	WD+0,525*EY
B.2.3-9	COMB9	$0,6*W_D+W_W+W_H$	0,6*WD+WW
B.2.3-10	COMB10a	$0,6*W_D+0,7*E_X+W_H$	0,6*WD+0,7*EX
	COMB10b	$0,6*W_D+0,7*E_Y+W_H$	0,6*WD+0,7*EY

Tabla 29. Combinaciones de carga empleadas para el modelo.

12.4. Esfuerzo sobre el terreno

La capacidad portante no debe superar 85 KN/m2 y el modelo matemático genera un esfuerzo sobre el terreno de 84.516 KN/m2 máximo.

Max = -33.098 at [28.75, 9.53, 0]; Min = -84.516 at [11.72, 4.64, 0]

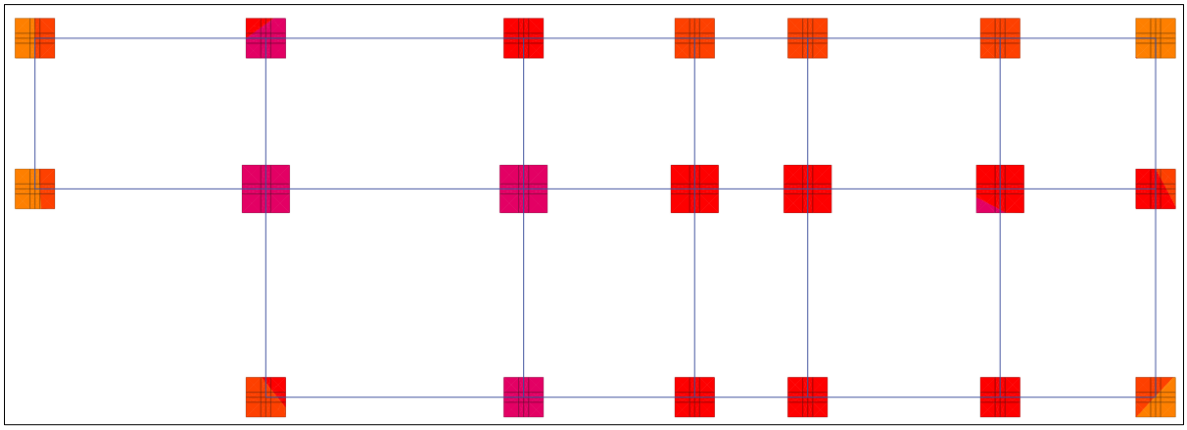


Ilustración 25. Vista en planta esfuerzos del terreno.

12.5. Asentamientos

El asentamiento no debe superar 20.0 mm y el modelo matemático genera un asentamiento de 19.88 mm máximo.

Max = 2.708E-09 at [6.32, 0.125, 0]; Min = -0.019886 at [11.72, 4.64, 0]

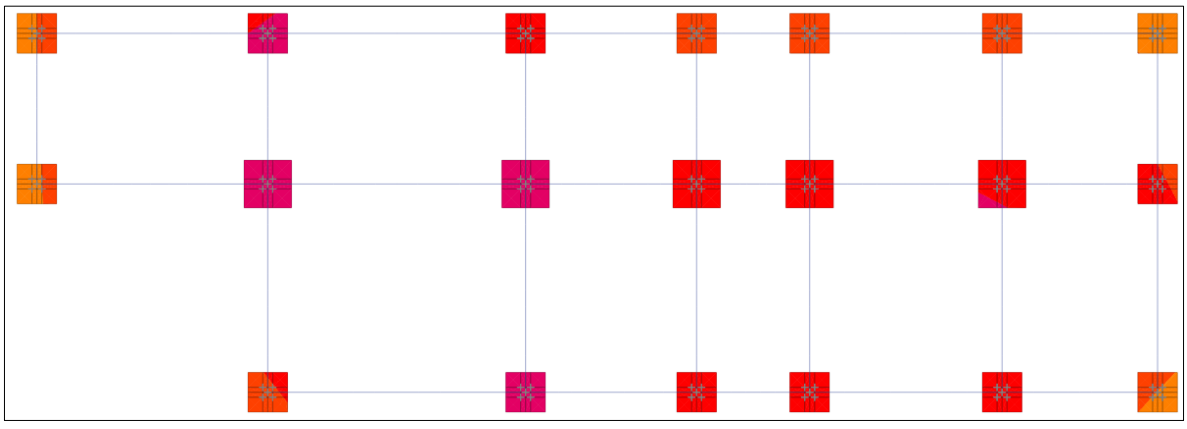


Ilustración 26. Vista en planta de asentamientos del terreno.

12.6. Refuerzo de zapatas

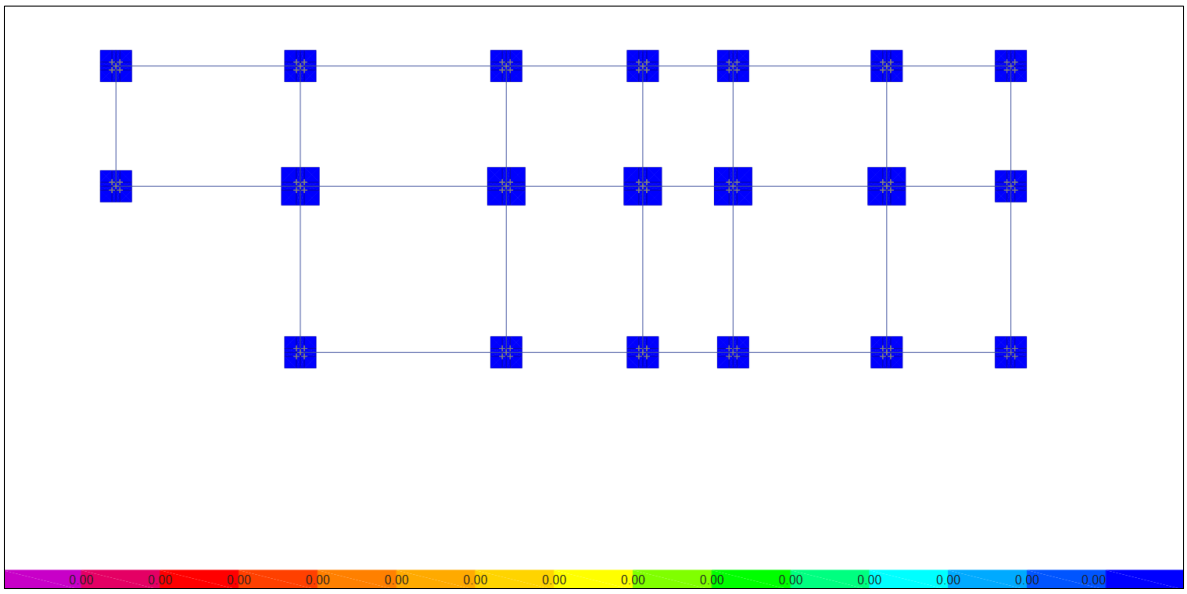


Ilustración 27. Refuerzo requerido en zapatas.

El refuerzo asignado a las zapatas es de barras de Ø1/2” con una separación de 15 cm.

12.7. Vigas de cimentación

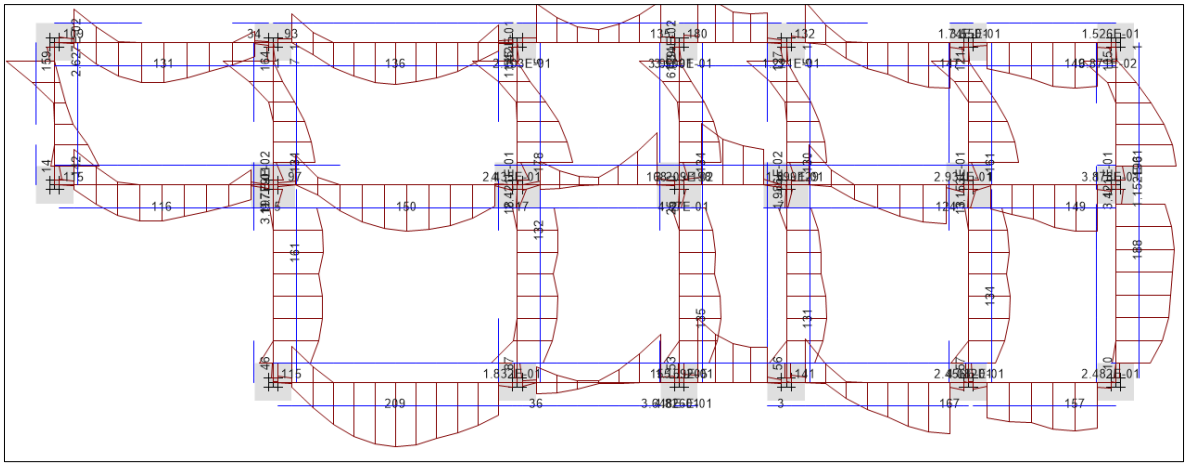


Ilustración 28. Acero de vigas de cimentación requerido en mm.

- Ver detalle de acero en planos.

12.7.1. Diseño de vigas de cimentación a flexión

Parámetros de diseño		
Momento último	M_u	12.94 kN-m
Factor de redución a flexión	$\Phi_{flexión}$	1.00
Momento útimo de diseño	M_{ud}	12.94 kN-m
Resistencia de concreto	f'_c	21 Mpa
Resistencia de acero a flexión	f_y	420 Mpa
Base viga	b	300 mm
Altura viga	h	300 mm
Recubrimiento	r	75 mm
Diámetro estribo	Φ_e	3/8
		9.53 mm
Diámetro barra longitudinal	Φ_{bl}	1/2
		12.70 mm
Altura efectiva de viga	d	209 mm

Cuantía de acero requerida

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} \qquad k = \frac{M_u}{b * d^2} \qquad \rho = \frac{1}{m} * \left[1 - \sqrt{\frac{2 * m * k}{f_y}}\right]$$

Relación de matelriales	m	23.53
Relación geométrica	k	986.28 kN/m²
Cuantía de refuerzo	ρ	0.0024

$$\rho_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \qquad \rho_{bal} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + f_y}$$

$$\rho_{máx} = 0.75 * \rho_{bal}$$

Cuantías		
Cuantía mínima	ρ_{min}	0.0033
Cuntía balanceada	ρ_{bal}	0.0250
Cuantía máxima	$\rho_{máx}$	0.0188
Cuantía de la viga	ρ_{viga}	**0.0033**

Acero de refuerzo de la viga		
Área de acero total requerida	A_s	**207.03 mm²**
$A_s = \rho_{viga} * b * d$		
Acero mínimo		
Acero mínimo	A_{smin}	207.03 mm²
Barras a colocar	$\#_{barras}$	**3**
Diámetro	Φ_{barra}	**1/2**
Área colocada	$A_{scolocado}$	380.03 mm²
Chequeo		**Cumple**

Acero adicional		
Área de acero total requerida	A_s	207.03 mm²
Área faltante	$A_{s\,faltante}$	-173.00 mm²
Barras a colocar	$\#_{barras}$	**0**
Diámetro	Φ_{barra}	**5/8**
Área colocada	$A_{scolocado}$	0.00 mm²
Chequeo		**Cumple**

Tabla 30. Diseño a flexión de vigas de cimentación.

12.7.2. Diseño de vigas de cimentación a cortante

Parámetros de diseño		
Cortante de diseño	V_u	8.50 kN
Resistencia de concreto	f'_c	21 Mpa
Resistencia del acero a cortante	f_{yt}	420 Mpa
Base viga	b	300 mm
Altura viga	h	300 mm
Recubrimiento	r	75 mm
Diámetro estribo	Φ_e	3/8 9.53 mm
Diámetro barra longitudinal	Φ_{bl}	1/2 12.70 mm
Altura efectiva de la viga	d	209 mm
Altura efectiva de estribo	d''	118 mm

Número de ramas	$\#_{ramas}$	2
Separación entre ramas de estribos	S_{ramas}	140 mm
Área de estribos	A_e	142.51 mm²
Concreto de peso normal	λ	1.00
Factor de reducción a cortante	Φ_c	0.75

Resistencia a cortante de la sección		
$V_{ud} = \emptyset * V_u$	$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} * b * d$	$S = \frac{A_e * d * f_y}{V_s}$
Cortante último de diseño (ΦV_u)	V_{ud}	11.33 kN
Cortante de la sección de concreto	V_c	48.87 kN
Cortante a tomar por estribos (kN)	Cortante es resistido por la sección de concreto	
Separación de estribos por cortante	S	No aplica

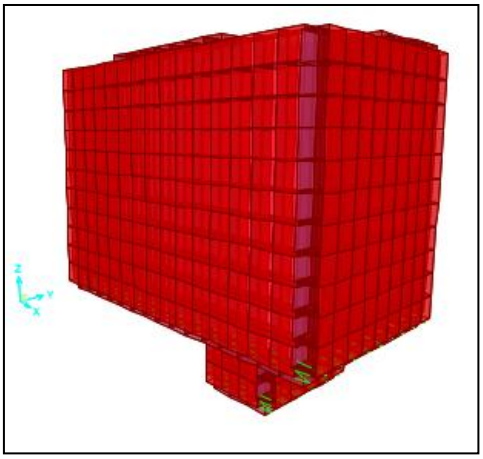
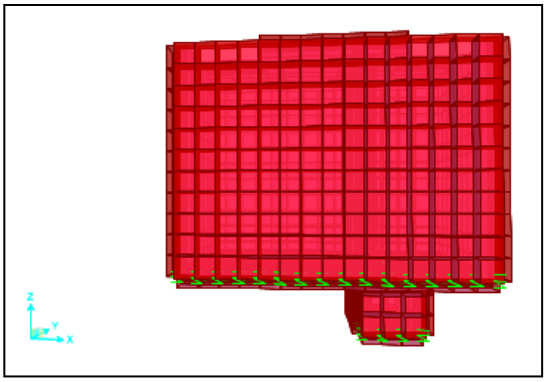
Separación mínima zona confinada	S_{zc}	52 mm
Separación mínima zona no confinada	S_{znc}	105 mm
Longitud de zona confinada	L_{zc}	600 mm

Resumen de diseño		
Resistencia a la fluencia acero estribos	f_{yt}	420 Mpa
Número de ramas estribos	$\#_{ramas}$	2
Diámetro de estribos de confinamiento	Φ_e	**3/8**
Sepacación zona confinada y empalmes	S_{zc}	**52 mm**
Separación zona no confinada	S_{znc}	**105 mm**

Tabla 31. Diseño a cortante de vigas de cimentación.

13. Tanque enterrado

13.1. Modelo estructural de tanque

Isométrico tanque	Vista frontal
 Ilustración 29: Isométrico del tanque.	 Ilustración 30: Vista frontal.

13.2. Avaluó de cargas

13.2.1. Cargas de fluido

Carga de agua sobreimpuesta en losa			
Carga	**Profundidad**	**Carga unitaria**	**Carga total**
Fluido	2.23 m	10,0 kN/m^3	22.3 kN/m^2
Fluido	2.83 m	10,0 kN/m^3	28.3 kN/m^2

Tabla 32: Carga de fluidos.

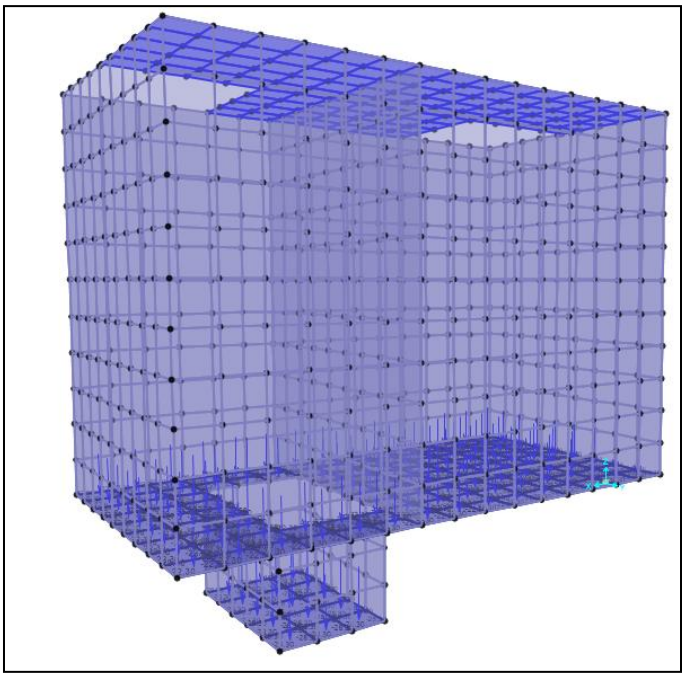


Ilustración 31: Presión de agua kN/m2 (Muros y losas).

13.2.2. Cargas de presión del suelo ejercida en los muros

La presión del terreno ejercida varía según la profundidad, para lo cual se tiene un Angulo de fricción de 30°, densidad volumétrica del terreno natural de 17 KN/m3 y Ka = 0.33 según el estudio de suelo.

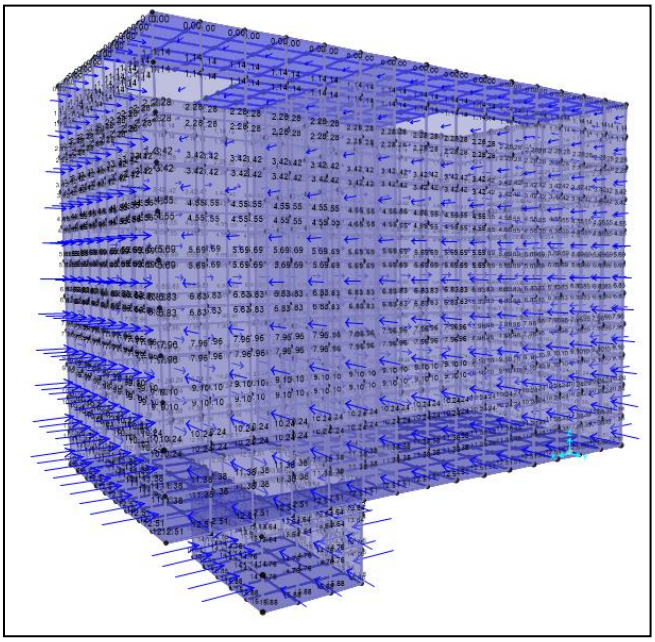


Ilustración 32: Presión de terreno kN/m2 (Muros).

13.3. Simulación de rigidez del suelo

Módulo de balasto del suelo: k_s=4250 $\frac{kN}{m^3}$

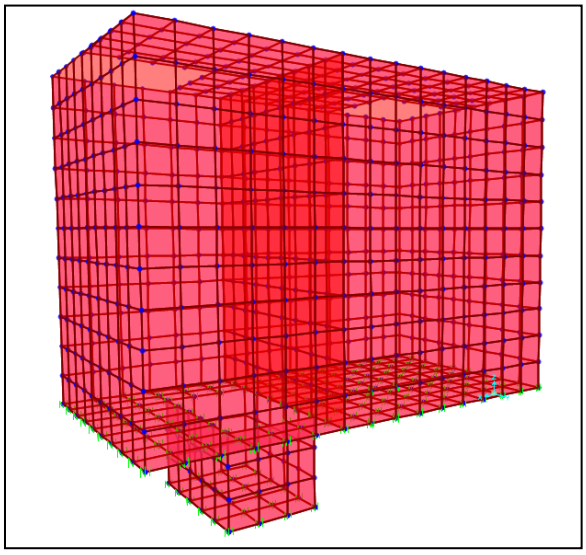


Ilustración 33: Modulo de balasto en tanque

Verificación de Asentamiento máximo

13.4. Verificación de Asentamiento máximo

Se observa que el asentamiento máximo de la estructura corresponde a 13 mm no supera 20 mm

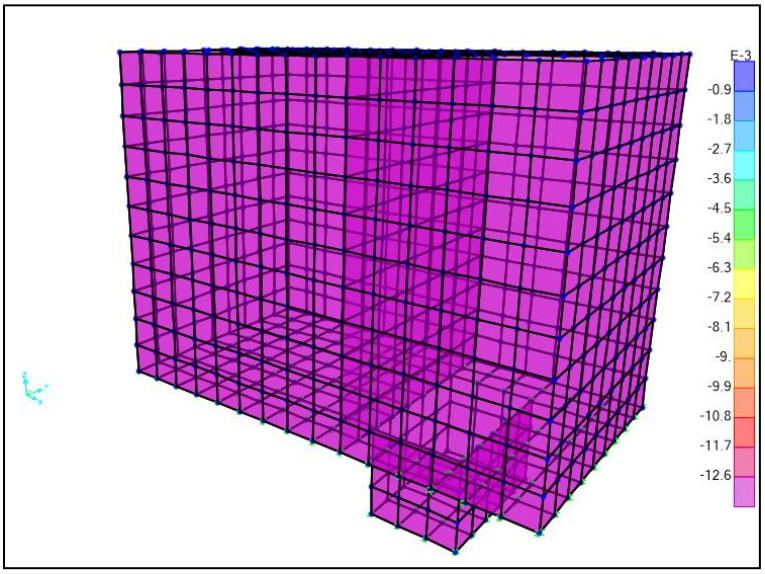


Ilustración 34: Asentamiento calculado de tanque

13.5. Verificación de capacidad portante

La capacidad portante no debe superar a la establecida en el estudio de suelo 85 KN/m2

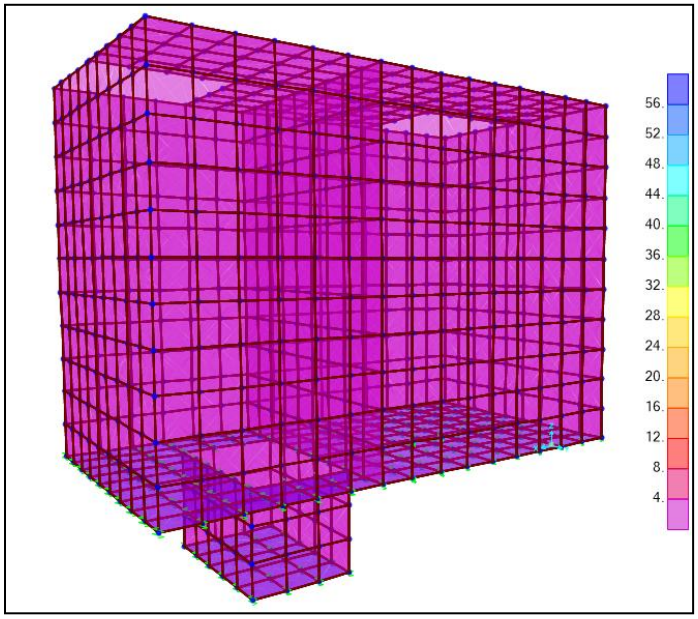


Ilustración 35: Capacidad portante de tanque

La máxima capacidad portante del tanque ese 56 KN/m lo cual no supera la capacidad

13.6. Acero requerido tanque

Cuando el acero requerido por los elementos estructurales es menor al mínimo, se proporciona la siguiente cantidad de acero.

- Acero mínimo calculado muros e=20 cm

As_{min}= 0.0025*100*(20-5)

As_{min}= 3.75 cm^2

Cantidad de barras de acero ø 3/8”

7 barras ø 3/8” por metro separadas cada 15 cm

- Acero mínimo calculado losa e=20 cm

As_{min}= 0.0025*100*(20-5)

As_{min}= 3.75 cm^2

Cantidad de barras de acero ø 3/8”

7 barras ø 3/8" por metro separadas cada 15 cm

- Acero mínimo calculado losa e=20 cm

As_{min}= 0.0025*100*(15-5)

As_{min}= 2.5 cm^2

Cantidad de barras de acero ø 3/8"

6 barras ø 3/8" por metro separadas cada 20 cm

1. Acero requerido horizontal de muros e=0.20 m

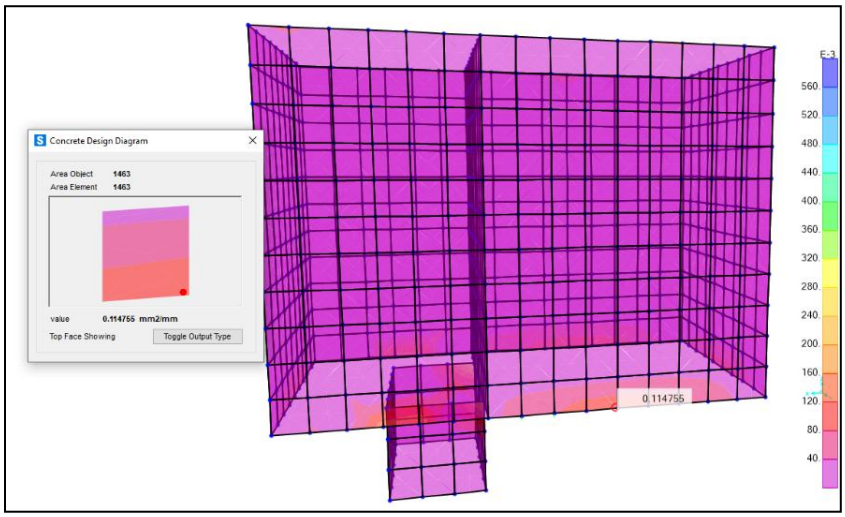


Ilustración 36: Acero requerido mm2 /mm horizontal de muro de tanque

2. Acero requerido vertical de muros e=0.20 m

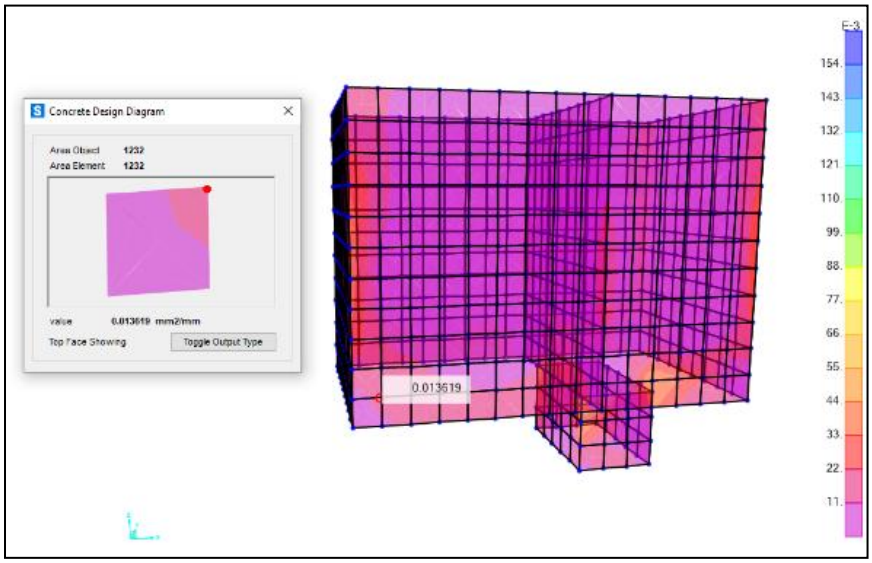


Ilustración 37: Acero requerido mm2 /mm vertical de muro de tanque

3. Acero requerido horizontal de losa e=0.20 m

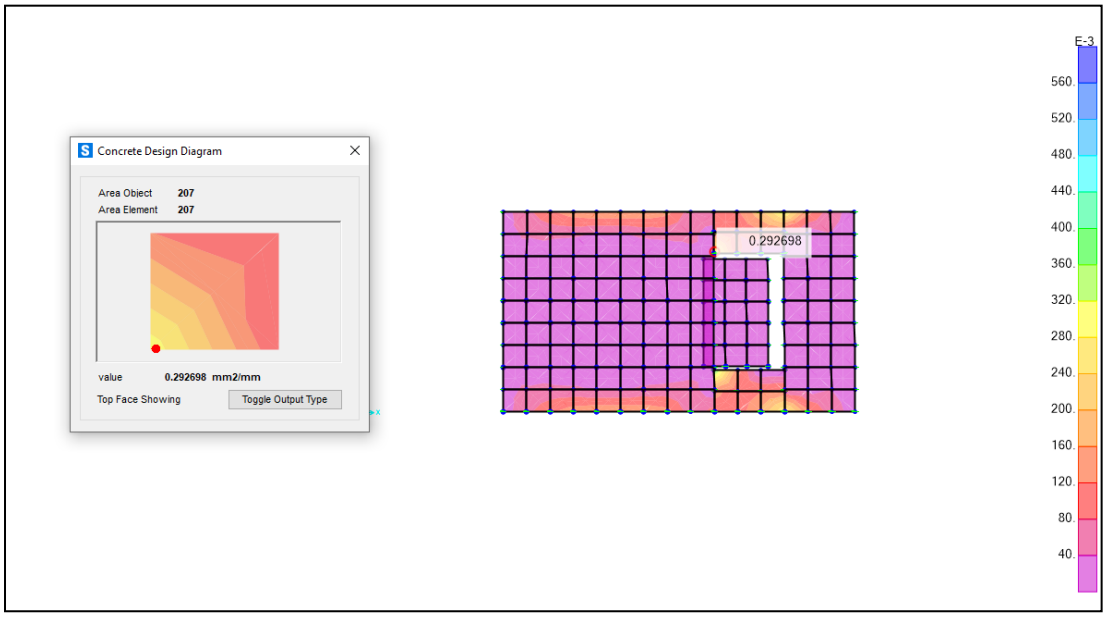


Ilustración 38: Acero requerido mm2 /mm horizontal de losa de tanque

4. Acero requerido vertical de losa e=0.20 m

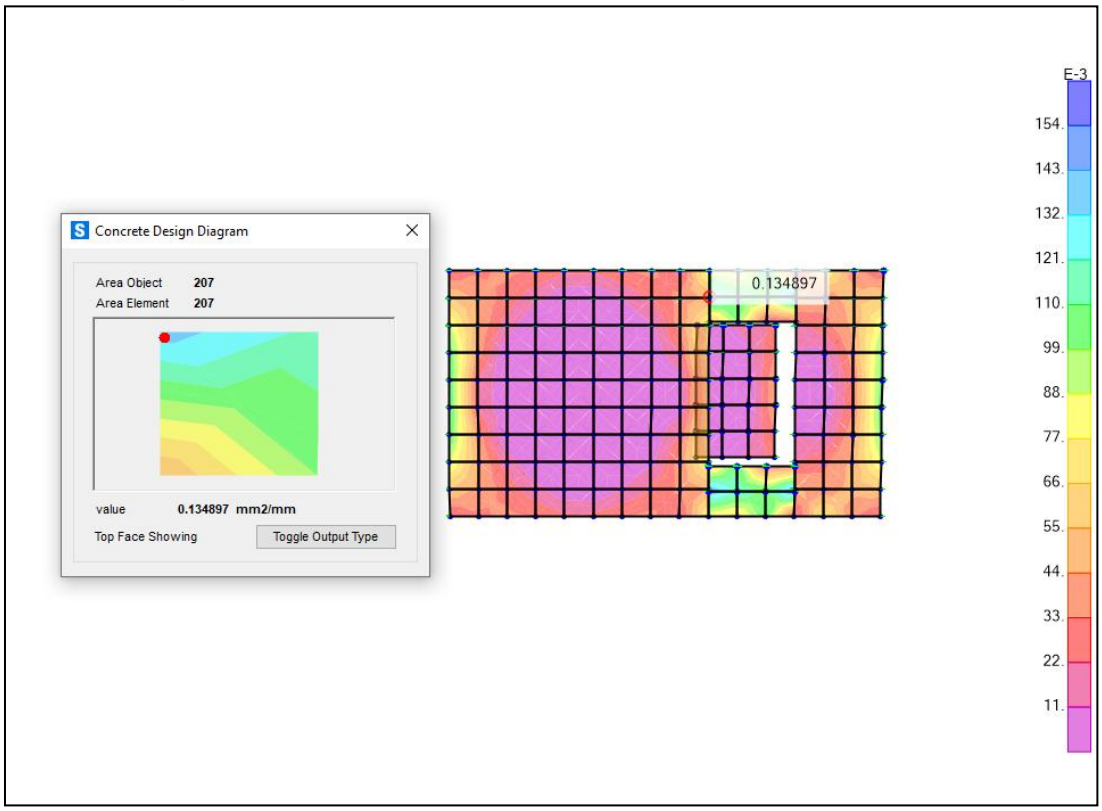


Ilustración 39: Acero requerido mm2 /mm vertical de losa de tanque

5. Acero requerido horizontal de losa e=0.15 m

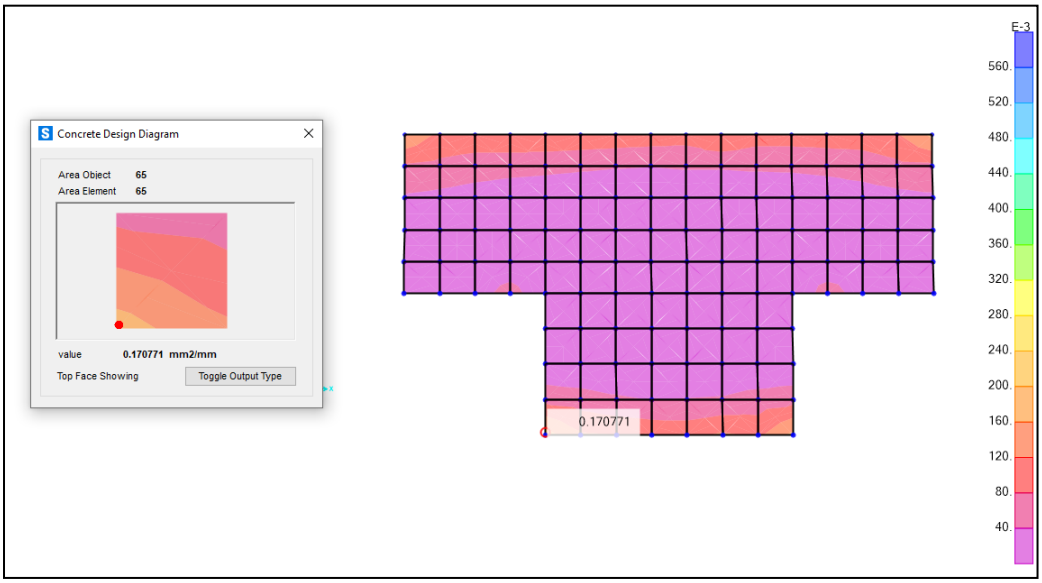


Ilustración 40: Acero requerido mm2 /mm horizontal de losa de tanque

6. Acero requerido vertical de losa e=0.15 m

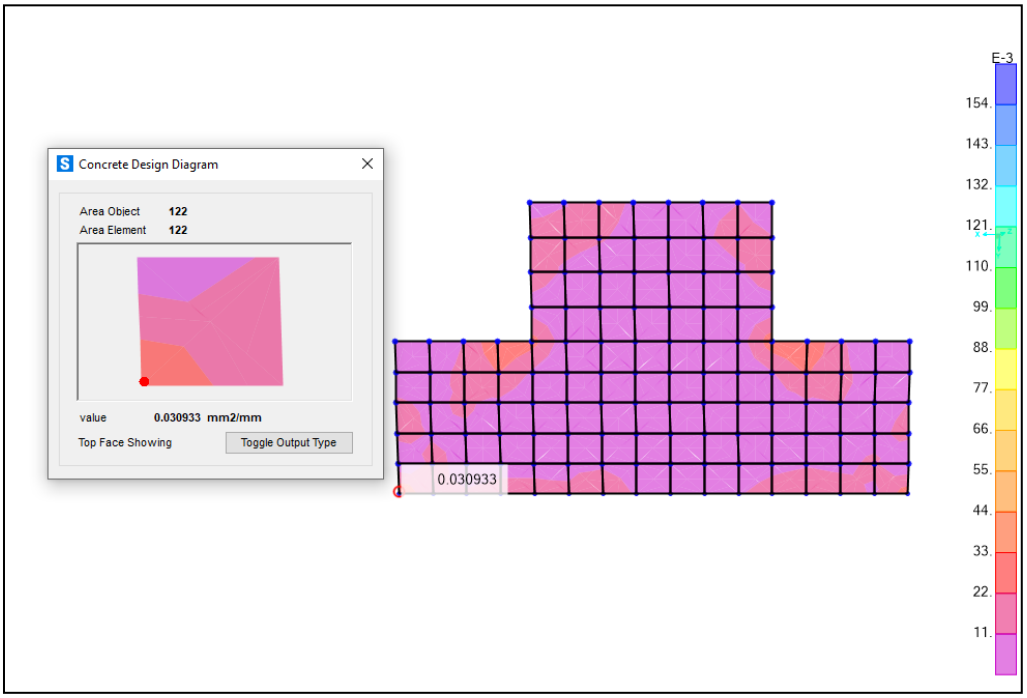


Ilustración 41: Acero requerido mm2 /mm vertical de losa de tanque

14. Conclusiones y recomendaciones

- Las resistencias de los materiales para las estructuras deberán ser para el concreto de 21 MPa.
- Las resistencias de los materiales para el tanque deberán ser para el concreto de 28 MPa.
- El acero de refuerzo deberá ser corrugado con una resistencia a la fluencia de 420 MPa; deberá cumplir con la normalidad ASTM A-706.
- El concreto fundido debe ser vibrado y se debe mantener la humedad de la mezcla mínimo durante los primeros 7 a 14 días de aplicado.
- Los parámetros de suelo deben ser aprobados por el ingeniero geotecnia del proyecto.

ANEXO No 1

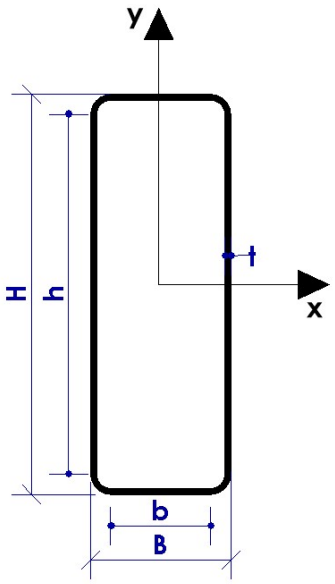
Diseño de correas PTE flexión y cortante A500 Gr.C

Geometría del perfil

Perfil PTE: 150x 50 x 3.00 mm

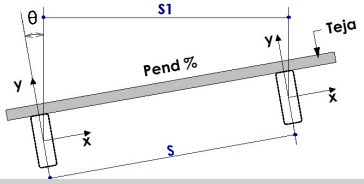
$F_y := 350\ MPa$ $E := 200000\ MPa$

Altura de perfil	$H = 150\ mm$
Base de perfil	$B = 50\ mm$
Espesor	$t = 3\ mm$
Espesor de diseño	$t_{dis} := t \cdot 93\% = 2.79\ mm$
Área perfil	$As = 1061\ mm^2$
Modulo elástico en X	$Sx = 39810\ mm^3$
Modulo elástico en Y	$Sy = 21060\ mm^3$
Momento de inercia en X	$Ix = 2985500\ mm^4$
Momento de inercia en y	$Iy = 526500\ mm^4$
Radio de giro en X	$rx = 51.2\ mm$
Radio de giro en Y	$ry = 21.5\ mm$
Modulo plástico en X	$Zx = 51.43\ cm^3$
Modulo plástico en Y	$Zy = 23.49\ cm^3$
Peso del perfil	$Pc = 9.22\ \frac{kgf}{m}$
Parámetro h de diseño	$b := B - t_{dis} \cdot 3 = 41.63\ mm$
Parámetro b de diseño	$h := H - t_{dis} \cdot 3 = 141.63\ mm$



Parámetros de cubierta

Longitud de correa	$L := 6.32\ m$
Separación correa	$S := 1.10\ m$
Pendiente cubierta en %	$Pendiente := 14.9\%$
Pendiente cubierta en °	$\theta := Pendiente = 8.537\ °$
Longitud horizontal correa	$S1 := \cos(\theta) \cdot S = 1.088\ m$



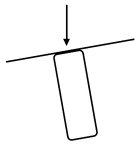
1. Avaluó de cargas

Cargas muertas		Aferencia	Carga distribuida en correa
Peso propio de teja	$Pp := 0.11\ \frac{kN}{m^2}$	$S = 1.1\ m$	$Ppd := Pp \cdot S = 0.121\ \frac{kN}{m}$
Peso red contra incendios RCI	$Pr := 0.0\ \frac{kN}{m^2}$	$S1 = 1.088\ m$	$Prd := Pr \cdot S1 = 0\ \frac{kN}{m}$
Peso paneles solares	$Pps := 0.0\ \frac{kN}{m^2}$	$S1 = 1.088\ m$	$Ppsd := Pps \cdot S1 = 0\ \frac{kN}{m}$

Peso iluminación y otros $Pi := 0.20 \frac{kN}{m^2}$ $S1 = 1.088\ m$ $Pid := Pi \cdot S1 = 0.218 \frac{kN}{m}$

Peso propio de la correa $P_c := Pc = 0.09 \frac{kN}{m}$ $P_{cd} := P_c = 0.09 \frac{kN}{m}$

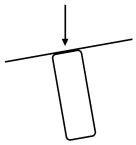
$$W_D := Ppd + Prd + Ppsd + Pid + P_{cd} = 0.429 \frac{kN}{m}$$



Cargas vivas **Aferencia** **Carga distribuida en correa**

Cubierta pendiente menor a 15° $Plc = 0.5 \frac{kN}{m^2}$ $S1 = 1.088\ m$ $Plcd := Plc \cdot S = 0.55 \frac{kN}{m}$

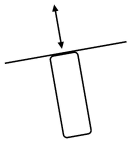
$$W_L := Plcd = 0.55 \frac{kN}{m}$$



Cargas viento **Aferencia** **Carga distribuida en correa**

Presión normal a la superficie $Pw := 0.40 \frac{kN}{m^2}$ $S = 1.1\ m$ $Pwd := Pw \cdot S = 0.44 \frac{kN}{m}$

$$W_W := Pwd = 0.44 \frac{kN}{m}$$



2. Descomponer las cargas en los ejes principales de la sección del perfil

Carga muerta

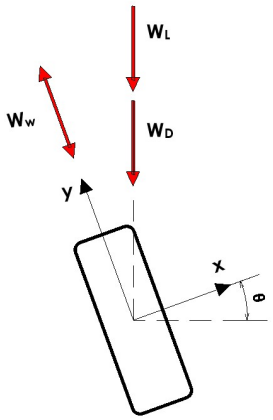
$W_{Dx} := W_D \cdot \sin(\theta) = 0.064 \frac{kN}{m}$ $W_{Dy} := W_D \cdot \cos(\theta) = 0.424 \frac{kN}{m}$

Carga viva

$W_{Lx} := W_L \cdot \sin(\theta) = 0.082 \frac{kN}{m}$ $W_{Ly} := W_L \cdot \cos(\theta) = 0.544 \frac{kN}{m}$

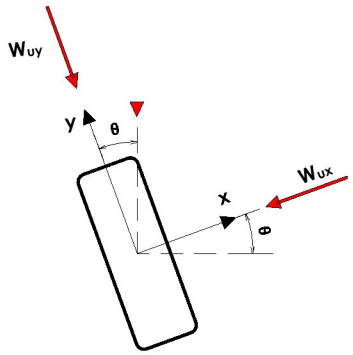
Carga viento

$W_{Wx} := 0 \frac{kN}{m}$ $W_{Wy} := W_W = 0.44 \frac{kN}{m}$



3. Combinaciones de carga

Combinación 1 $1.4\ W_D$
Combinación 2 $1.2\ W_D + 0.5\ W_L$
Combinación 3 $1.2\ W_D + 1.6\ W_L + 0.5\ W_W$
Combinación 4 $1.2\ W_D + 1.0\ W_W + 0.5\ W_L$
Combinación 5 $0.9\ W_D + 1.0\ W_W$



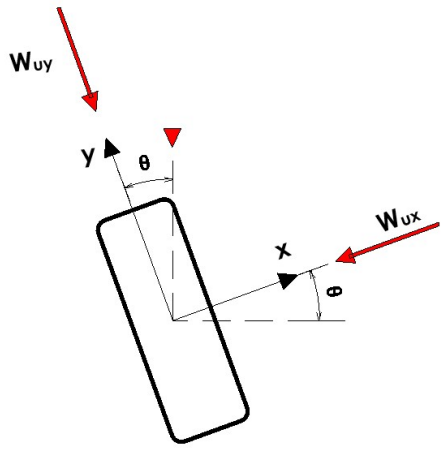
Combinación	*Sentido*	Carga ultima de eje
Combinación 1	x	$W1_{uy} := 1.4\ W_{Dy} = 0.594\ \frac{kN}{m}$
	y	$W1_{ux} := 1.4\ W_{Dx} = 0.089\ \frac{kN}{m}$
Combinación 2	x	$W2_{uy} := 1.2\ W_{Dy} + 0.5\ W_{Ly} = 0.781\ \frac{kN}{m}$
	y	$W2_{ux} := 1.2\ W_{Dx} + 0.5\ W_{Lx} = 0.117\ \frac{kN}{m}$
Combinación 3	x	$W3_{uy} := 1.2\ W_{Dy} + 1.6\ W_{Ly} + 0.5\ W_{Wy} = 1.599\ \frac{kN}{m}$
	y	$W3_{ux} := 1.2\ W_{Dx} + 1.6\ W_{Lx} + 0.5\ W_{Wx} = 0.207\ \frac{kN}{m}$
Combinación 4	x	$W4_{uy} := 1.2\ W_{Dy} + 1.6\ W_{Ly} - 0.5\ W_{Wy} = 1.159\ \frac{kN}{m}$
	y	$W4_{ux} := 1.2\ W_{Dx} + 1.6\ W_{Lx} - 0.5\ W_{Wx} = 0.207\ \frac{kN}{m}$
Combinación 5	x	$W5_{uy} := 1.2\ W_{Dy} + 0.5\ W_{Ly} + 1.0\ W_{Wy} = 1.221\ \frac{kN}{m}$
	y	$W5_{ux} := 1.2\ W_{Dx} + 0.5\ W_{Lx} + 1.0\ W_{Wx} = 0.117\ \frac{kN}{m}$
Combinación 6	x	$W6_{uy} := 1.2\ W_{Dy} + 0.5\ W_{Ly} - 1.0\ W_{Wy} = 0.341\ \frac{kN}{m}$
	y	$W6_{ux} := 1.2\ W_{Dx} + 0.5\ W_{Lx} - 1.0\ W_{Wx} = 0.117\ \frac{kN}{m}$
Combinación 7	x	$W7_{uy} := 0.9\ W_{Dy} + 1.0\ W_{Wy} = 0.822\ \frac{kN}{m}$
	y	$W7_{ux} := 0.9\ W_{Dx} + 1.0\ W_{Wx} = 0.057\ \frac{kN}{m}$
	x	$W8_{uy} := 0.9\ W_{Dy} - 1.0\ W_{Wy} = -0.058\ \frac{kN}{m}$

Combinación 8

$$W8_{ux} := 0.9\ W_{Dx} + 1.0\ W_{Wx} = 0.057\ \frac{kN}{m} \quad y$$

4. Calculo de resistencia requerida para cada combinación de carga

Carga axial $p_u := 0\ kN$



Cortante en dirección Y $V_{uy} = \frac{W_{uy} \cdot L}{2}$

Cortante en dirección X $V_{ux} = \frac{W_{ux} \cdot L}{2}$

Momento en dirección Y $M_{uy} = \frac{W_{ux} \cdot L^2}{8}$

Momento en dirección X $M_{ux} = \frac{W_{uy} \cdot L^2}{8}$

Combinación 1

$$V1_{uy} := \frac{W1_{uy} \cdot L}{2} = 1.877\ kN$$

$$M1_{uy} := \frac{W1_{ux} \cdot L^2}{8} = 0.445\ kN \cdot m$$

$$V1_{ux} := \frac{W1_{ux} \cdot L}{2} = 0.282\ kN$$

$$M1_{ux} := \frac{W1_{uy} \cdot L^2}{8} = 2.965\ kN \cdot m$$

Combinación 2

$$V2_{uy} := \frac{W2_{uy} \cdot L}{2} = 2.468\ kN$$

$$M2_{uy} := \frac{W2_{ux} \cdot L^2}{8} = 0.585\ kN \cdot m$$

$$V2_{ux} := \frac{W2_{ux} \cdot L}{2} = 0.37\ kN$$

$$M2_{ux} := \frac{W2_{uy} \cdot L^2}{8} = 3.9\ kN \cdot m$$

Combinación 3

$$V3_{uy} := \frac{W3_{uy} \cdot L}{2} = 5.054\ kN$$

$$M3_{uy} := \frac{W3_{ux} \cdot L^2}{8} = 1.034\ kN \cdot m$$

$$V3_{ux} := \frac{W3_{ux} \cdot L}{2} = 0.654\ kN$$

Combinación 4

$$V4_{uy} := \frac{W4_{uy} \cdot L}{2} = 3.663\ kN$$

$$M4_{uy} := \frac{W4_{ux} \cdot L^2}{8} = 1.034\ kN \cdot m$$

$$V4_{ux} := \frac{W4_{ux} \cdot L}{2} = 0.654\ kN$$

$$M3_{ux} := \frac{W3_{uy} \cdot L^2}{8} = 7.985 \ kN \cdot m$$

$$M4_{ux} := \frac{W4_{uy} \cdot L^2}{8} = 5.788 \ kN \cdot m$$

Combinación 5

$$V5_{uy} := \frac{W5_{uy} \cdot L}{2} = 3.858 \ kN$$

$$M5_{uy} := \frac{W5_{ux} \cdot L^2}{8} = 0.585 \ kN \cdot m$$

$$V5_{ux} := \frac{W5_{ux} \cdot L}{2} = 0.37 \ kN$$

$$M5_{ux} := \frac{W5_{uy} \cdot L^2}{8} = 6.096 \ kN \cdot m$$

Combinación 6

$$V6_{uy} := \frac{W6_{uy} \cdot L}{2} = 1.078 \ kN$$

$$M6_{uy} := \frac{W6_{ux} \cdot L^2}{8} = 0.585 \ kN \cdot m$$

$$V6_{ux} := \frac{W6_{ux} \cdot L}{2} = 0.37 \ kN$$

$$M6_{ux} := \frac{W6_{uy} \cdot L^2}{8} = 1.703 \ kN \cdot m$$

Combinación 7

$$V7_{uy} := \frac{W7_{uy} \cdot L}{2} = 2.597 \ kN$$

$$M7_{uy} := \frac{W7_{ux} \cdot L^2}{8} = 0.286 \ kN \cdot m$$

$$V7_{ux} := \frac{W7_{ux} \cdot L}{2} = 0.181 \ kN$$

$$M7_{ux} := \frac{W7_{uy} \cdot L^2}{8} = 4.103 \ kN \cdot m$$

Combinación 8

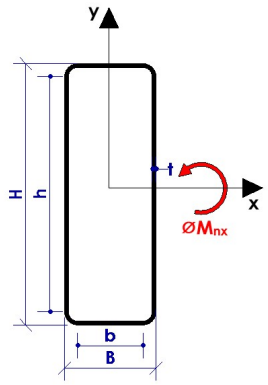
$$V8_{uy} := \frac{W8_{uy} \cdot L}{2} = -0.184 \ kN$$

$$M8_{uy} := \frac{W8_{ux} \cdot L^2}{8} = 0.286 \ kN \cdot m$$

$$V8_{ux} := \frac{W8_{ux} \cdot L}{2} = 0.181 \ kN$$

$$M8_{ux} := \frac{W8_{uy} \cdot L^2}{8} = -0.291 \ kN \cdot m$$

5. Calculo de resistencia disponible a flexión con respecto al eje X, ϕM_{ux}



Sección F7 Especificación AISC 360-16

5.1 Revisión de la relación ancho espesor en la aleta

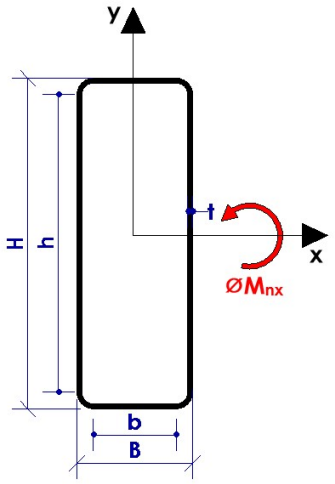
Tabla B4.1b Caso 17 Especificación AISC 360-16

$$\lambda_p := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.77 \qquad \lambda_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.47$$

$$\frac{b}{t_{dis}} = 14.921$$



$Aleta = \text{“Compacta”}$



5.2 Revisión de la relación ancho espesor en el alma

Tabla B4.1b Caso 19 Especificación AISC 360-16

$$\lambda_p := 2.42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 57.85 \qquad \lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136.26$$

$$\frac{h}{t_{dis}} = 50.763$$



$Alma = \text{“Compacta”}$

5.3 Estado limite de fluencia

Sección F7.1 Especificaciones AISC 360-16

$Aleta = \text{“Compacta”}$

Momento Nominal $M_{nx} = M_{px} = F_y \cdot Zx$

$Alma = \text{“Compacta”}$

Para que el estado limite aplique, el alma y la aleta deben ser compactas

5.4 Estado limite de pandeo local del alma y aleta

Si el elemento es No compacto o esbelto se deben realizar el calculo de estado limite de pandeo local y estado limite de pandeo lateral torsional.

5.5 Estado limite de pandeo local del alma y aleta

El estado limite de pandeo lateral torsional no aplica para secciones cuadradas o evaluadas respecto al eje débil

5.6 Resumen de las resistencias por cada estado limite el menor valor gobierna

1. Fluencia

$E_lim_Fluencia = \text{“Aplica ”}$ $\qquad M_{nx} = 18.001 \ \boldsymbol{kN \cdot m}$

2. Pandeo local aleta

$E_lim_Aleta = \text{“No Aplica”}$ $\qquad M_{nx1} = 0 \ \boldsymbol{kN \cdot m}$

3. Pandeo local alma

$E_lim_Alma = \text{“No Aplica”}$ $\qquad M_{nx2} = 0 \ \boldsymbol{kN \cdot m}$

4. Pandeo lateral torsional

$E_lim_Torsional_Alma = \text{“Aplica”}$ $\qquad M_{nx3} = 18.001 \ \boldsymbol{kN \cdot m}$

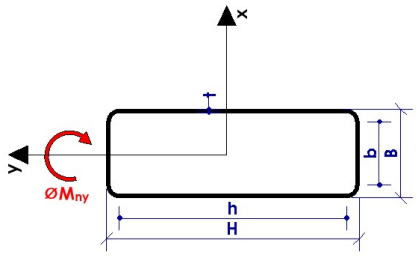
Momento nominal en eje fuerte $M_{nx} = 18.001\ kN \cdot m$

$\phi := 0.90$

$M_{nx4} := M_{nx} \cdot \phi = 16.2\ kN \cdot m$

6. Calculo de resistencia disponible a flexión con respecto al eje Y, ϕM_{uy}

Sección F7 Especificación AISC 360-16



6.1 Revisión de la relación ancho espesor en la aleta

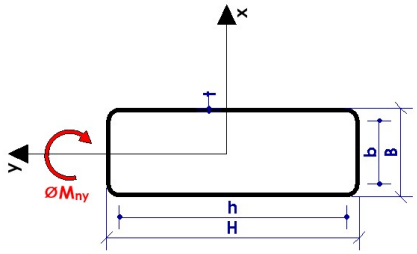
Tabla B4.1b Caso 17 Especificación AISC 360-16

$\lambda_p := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.77$ $\lambda_r := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.47$

$\frac{h}{t_{dis}} = 50.763$



$Aleta = \text{“Esbelta”}$



6.2 Revisión de la relación ancho espesor en el alma

Tabla B4.1b Caso 19 Especificación AISC 360-16

$\lambda_p := 2.42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 57.85$ $\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136.26$

$\frac{b}{t_{dis}} = 14.921$



$Alma = \text{“Compacta”}$

6.3 Estado limite de fluencia

Sección F7.1 Especificaciones AISC 360-16

$Aleta = \text{“Esbelta”}$

Momento Nominal $M_{nx} = M_{px} = F_y \cdot Zx$

$Alma = \text{“Compacta”}$

Para que el estado limite aplique, el alma y la aleta deben ser compactas

6.4 Estado limite de pandeo local del alma y aleta

Si el elemento es No compacto o esbelto se deben realizar el calculo de estado limite de pandeo local y estado limite de pandeo lateral torsional.

6.5 Estado limite de pandeo local no aplica en eje débil

6.6 Resumen de las resistencias por cada estado limite el menor valor gobierna

1. Fluencia

$E_lim_Fluencia =$ "No aplica" $\quad M_{ny} = 0\ kN \cdot m$

2. Pandeo local aleta

$E_lim_Aleta =$ "Pandeo local de la aleta Esbelta (PLA)" $\quad M_{ny1} = 5.795\ kN \cdot m$

3. Pandeo local alma

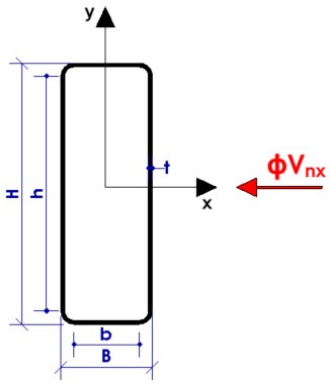
$E_lim_Alma =$ "No Aplica" $\quad M_{ny2} = 0\ kN \cdot m$

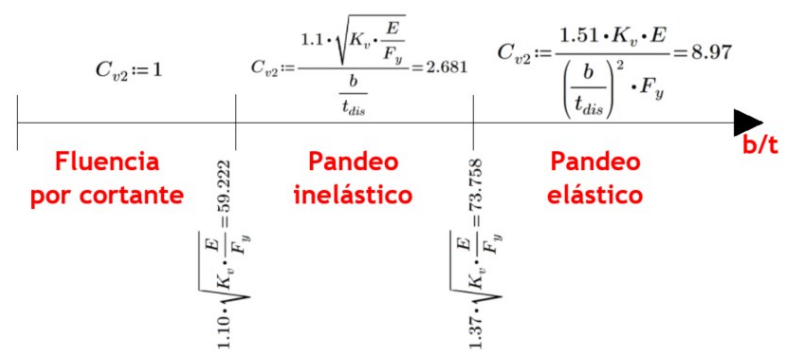
Momento nominal en eje fuerte $\quad M_{ny} = 5.795\ kN \cdot m$

$\phi := 0.90 \quad M_{ny4} := M_{ny} \cdot \phi = 5.215\ kN \cdot m$

6. Calculo de resistencia disponible a cortante con respecto al eje X, ϕV_{ux}

Sección G4 -AISC





$K_v := 5$

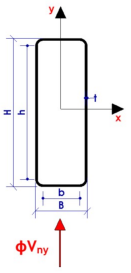
$E_limite_cortante_X =$ "Fluencia por cortante" $\quad C_{v2} = 1 \quad A_{Wx} := 2 \cdot b \cdot t_{dis} = 232.295\ mm^2$

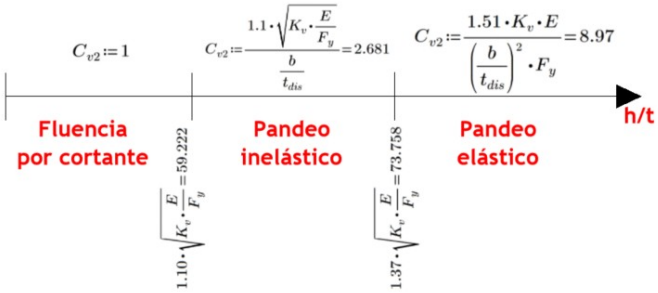
$V_{nx} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{Wx} \cdot C_{v2} = 48.782\ kN$

Cortante nominal en eje X $\quad \phi := 0.90 \quad V_{nx} = 48.782\ kN \quad V_{nx1} := V_{nx} \cdot \phi = 43.904\ kN$

7. Calculo de resistencia disponible a cortante con respecto al eje Y, ϕV_{uy}

Sección G4 -AISC





$K_v := 5$

$E_limite_cortante_Y = \text{“Fluencia por cortante”}$ $\quad C_{v2}=1$ $\quad A_{Wy}:=2\cdot h\cdot t_{dis}=790.295\ mm^2$

$V_{ny}:=0.6\cdot F_y\cdot A_{Wy}\cdot C_{v2}=165.962\ kN$

Cortante nominal en eje X $\quad \phi := 0.90$ $\quad V_{ny}=165.962\ kN$ $\quad V_{ny1}:=V_{ny}\cdot\phi=149.366\ kN$

8. Relación demanda capacidad por interacción de carga axial y momentos flectores en el diseño del miembro

$\phi\cdot M_{nx}=16.2\ kN\cdot m$ $\qquad \phi\cdot M_{ny}=5.215\ kN\cdot m$

$$\frac{P_u}{\phi P_n}\geq 0.2 \quad ; \quad \frac{P_u}{\phi P_n}+\left(\frac{8\cdot M_{ux}}{9\cdot\phi M_{nx}}\right)+\left(\frac{8\cdot M_{uy}}{9\cdot\phi M_{ny}}\right)\leq 1.0 \quad (H1-1\ a)$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n}<0.2 \quad ; \quad \frac{P_u}{2\ \phi P_n}+\left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}}\right)+\left(\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\right)\leq 1.0 \quad (H1-1\ b)$$

$Combo_Critico=0.691$

$Verificación_Flexión = \text{“Cumple demanda capacidad a flexión”}$

Combinación de carga	Demanda capacidad
$Combinación_1$	$=0.268$
$Combinación_2$	$=0.353$
$Combinación_3$	$=0.691$
$Combinación_4$	$=0.556$
$Combinación_5$	$=0.489$
$Combinación_6$	$=0.217$
$Combinación_7$	$=0.308$
$Combinación_8$	$=0.037$

9. Relación demanda capacidad de cortante

$$\left(\frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}}\right)+\left(\frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}}\right)\leq 1.0$$

$\phi\cdot V_{nx}=43.904\ kN$

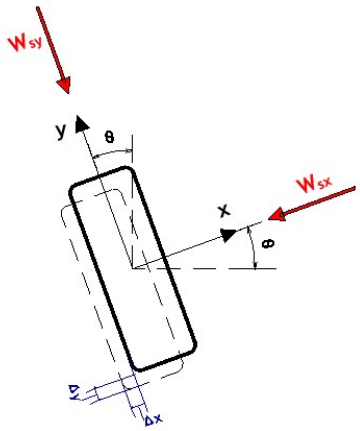
$\phi\cdot V_{ny}=149.366\ kN$

$Combo_Critico=0.05$

$Verificación = \text{“Cumple demanda capacidad a cortante”}$

Combinación de carga	Demanda capacidad
$Combinación_1$	$=0.02$
$Combinación_2$	$=0.02$
$Combinación_3$	$=0.05$
$Combinación_4$	$=0.04$
$Combinación_5$	$=0.03$
$Combinación_6$	$=0.02$
$Combinación_7$	$=0.02$
$Combinación\ 8$	$=0$

10. Calculo de deflexión máxima permitida



Combo servicio en dirección Y $W_{sy} := W_{Ly} = 0.544 \ \frac{kN}{m}$

Deflexión en dirección Y $\Delta_y := \frac{5 \cdot W_{sy} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Ix} = 18.923 \ mm$

Combo servicio en dirección X $W_{sx} := W_{Lx} = 0.082 \ \frac{kN}{m}$

Deflexión en dirección X $\Delta_x := \frac{5 \cdot W_{sx} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Iy} = 16.107 \ mm$

$Ix = 2985500 \ mm^4$

Deflexión total $\Delta := \sqrt{\Delta_y{}^2 + \Delta_x{}^2} = 24.85 \ mm$

$Iy = 526500 \ mm^4$

Deflexión máxima permitida $\Delta_{max} := \frac{L}{240} = 26.333 \ mm$

$Verificación_Deflexión = \text{“Cumple”}$