REVISIÓN ESTRUCTURAL

PROYECTO:

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN ESCUELA 26 DE MARZO BARRANCABERMEJA



REVISOR INDEPENDIENTE:

ING. KAREN LISBETH VIDAL CERVANTES

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

Mat. 22202-324069 COR

Tabla de contenido

1. OBJETIVO GENERAL 3

1.1 OBJETIVOS DE REVISIÓN DE ESTUDIO DE SUELOS. 3

1.2 OBJETIVOS DE REVISIÓN MEMORIAS ESTRUCTURALES 3

1.3 OBJETIVOS DE REVISIÓN PLANOS ESTRUCTURALES. 4

2. GENERALIDADES 4

3. REVISIÓN ESTUDIO DE SUELOS 5

4. REVISIÓN DE LAS MEMORIAS DE CÁLCULO 5

4.1 ESPECTRO UTILIZADO 6

4.2 MATERIALES EMPLEADOS EN EL DISEÑO 7

4.2.1 Concretos 7

4.2.2 Aceros 7

4.3 SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO 7

5. CÁLCULO DE CARGAS 8

5.1 Cargas muertas 8

5.1.1 Zona de salones 8

5.1.2 Zona de pasillos 9

5.1.3 Zona de cubierta 9

5.1.4 Zona de escalera 9

5.1.5 Zona de rampa 9

5.2 Carga viva 9

5.3 Carga de viento. 10

5.4 Carga de empozamiento 12

6. COMBINACIONES DE CARGA 13

7. CÁLCULO DE MASA DEL EDIFICIO 14

8. ANALISIS ESTRUCTURAL 15
8.1 Cálculo del cortante sísmico máximo en la base 15
9. REVISIÓN DE DERIVAS 16
9.1 Revisión de Umbral de daño 16
9.1.1 Espectro de Umbral de daño 17
9.1.2 Revisión de derivas por umbral de daño 18
10. REVISIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 19
10.1 Columnas 19
10.2 Vigas 20
10.3 Vigas de cimentación 23
10.4 Zapatas 24
11. OBSERVACIONES DE LOS PLANOS 49
12. CONCLUSIÓN REVISIÓN ESTRUCTURAL 49

1. OBJETIVO GENERAL

Realizar la revisión independiente de los planos y memorias de cálculo del proyecto "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN ESCUELA 26 DE MARZO BARRANCABERMEJA" según lo establece la ley 400 de 1997, modificada por la ley 1796 de 2016 y de acuerdo con la reglamentación establecida en el apéndice A-6 sobre "revisión independiente de los diseños estructurales" del Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10, sin prejuicio de la revisión que debe adelantar el curador urbano o la autoridad regional a carga de la expedición de las licencias urbanísticas.

1.1 OBJETIVOS DE REVISIÓN DE ESTUDIO DE SUELOS.

El objetivo de revisar el estudio de suelos es verificar que el diseñador estructural haya seguido las indicaciones en su diseño de la cimentación de los parámetros del suelo tales como:

- ✓ Tipo de cimentación
- ✓ Capacidad portante
- ✓ Profundidad de desplante de la cimentación
- ✓ Perfil de suelo para verificar que el espectro de diseño se haya creado correctamente.

1.2 OBJETIVOS DE REVISIÓN MEMORIAS ESTRUCTURALES

De las memorias estructurales, se revisará:

- ✓ Creación del espectro de diseño
- ✓ Sistema estructural utilizado
- ✓ Las cargas muertas, vivas, viento y de sismo utilizadas
- ✓ Las combinaciones de carga
- ✓ Cálculo de la masa del edificio
- ✓ Análisis estructural
- ✓ Concordancia con los datos dados en el estudio de suelos para el análisis y cálculo de la cimentación.

1.3 OBJETIVOS DE REVISIÓN PLANOS ESTRUCTURALES.

La revisión de los planos estructurales tiene el objetivo de verificar que la información puesta en ellos sea lo suficientemente clara y suficiente para llevar a buen término la construcción del proyecto en cuestión.

Se verificará, además:

- ✓ La concordancia con las memorias de cálculo presentada y la coordinación con la arquitectura.
- ✓ El cumplimiento con la norma sismo resistente colombiana NSR-10 en aspectos como longitudes de gancho, longitudes de traslapo, cuantías de acero longitudinal, dimensiones de elementos estructurales.

2. GENERALIDADES

Nombre del proyecto: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN ESCUELA 26 DE MARZO BARRANCABERMEJA

Localización: BARRANCABERMEJA-SANTANDER

Cantidad de pisos: Tres pisos

Uso: Coeficiente de importancia III

Cantidad de Planos Estructurales: (10) planos

Memorias: Memoria-124 Páginas

Diseñador: RAFAEL MATIAS SENEGAL ALEMAN. TP. 08202-17545 ATL

3. REVISIÓN ESTUDIO DE SUELOS

El informe de estudio de suelos arroja como resultado los siguientes parámetros geotécnicos:

TIPO DE CIMENTACIÓN: Zapatas aisladas conectadas por vigas de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO: 200 KN/m2

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: 1.50m con mejoramiento en concreto ciclópeo de 0.50m, desplantando las zapatas a 1m de profundidad.

PERFIL DEL SUELO: D

4. REVISIÓN DE LAS MEMORIAS DE CÁLCULO

Los primeros parámetros que se definen en el diseño estructural son los de localización para determinar que grado de disipación de energía debe cumplir el proyecto:

Ítem	Valor en las memorias	Valor real	¿Cumple?
Departamento	Santander	Santander	**SI**
Municipio	Barrancabermeja	Barrancabermeja	**SI**
Aa	0.15	0.15	**SI**
Av	0.15	0.15	**SI**
Grado de disipación de energía	DMO	DMO	**SI**

Tabla 1 Revisión de memoria de cálculo

4.1 ESPECTRO UTILIZADO

Según 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 al periodo de la estructura.

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

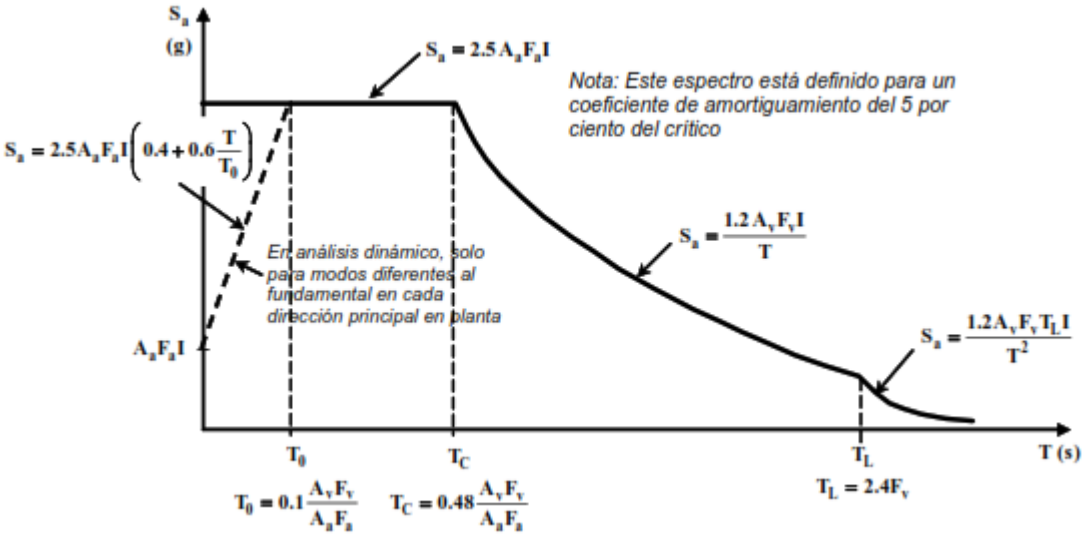


Figura 1 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño-NSR-10

La definición correcta del espectro de diseño es crucial para el diseño estructural ya que en función a este se calculan las fuerzas sísmicas, derivas y demás.

Los valores utilizados para calcular el espectro son los siguientes:

Ítem	Valor en las memorias	Valor real	¿Cumple?
Grupo de Uso	III	III	**SI**
Coeficiente de importancia	1.25	1.25	**SI**
Aa	0.15	0.15	**SI**
Av	0.15	0.15	**SI**
Perfil de suelo	D	D	**SI**
Fa	1.50	1.50	**SI**
Fv	2.20	2.20	**SI**
T0	0.15seg.	0.15seg.	**SI**
Tc	0.70seg.	0.70seg.	**SI**
TL	5.28seg.	5.28seg.	**SI**
Sa máx.	0.70 g	0.70 g	**SI**

Tabla 2 datos de espectro utilizado

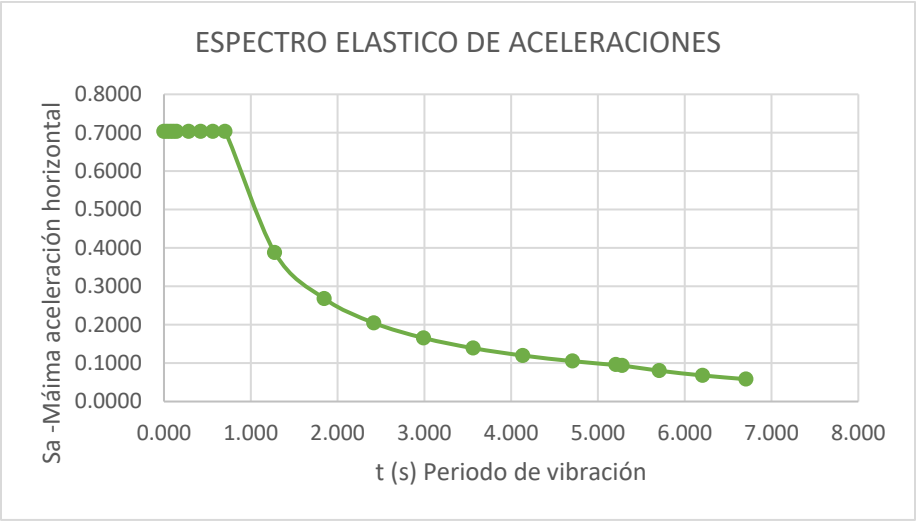


Figura 2 Espectro elástico de aceleraciones de diseño

Por lo que se concluye que el cálculo del espectro es correcto.

4.2 MATERIALES EMPLEADOS EN EL DISEÑO

4.2.1 Concretos

ELEMENTOS	f'c [Mpa]	E [Mpa]
Cimentación	24.5	23264
Placas	24.5	23264
Vigas	24.5	23264
Columnas	24.5	23264

Tabla 3 Módulo de elasticidad del concreto

4.2.2 Aceros

ELEMENTOS	fy	φ
Acero de refuerzo	420 Mpa	<= 3/8"
Acero de refuerzo	420 MPa	>= 1/2"

Tabla 4 Acero de refuerzo

4.3 SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO

El sistema estructural que se utilizó es un pórtico resistente a momentos, el sistema puede ser utilizado para este proyecto ya que cumple para una disipación de energía moderada (DMO).

A continuación, se revisó el coeficiente R utilizado y las irregularidades:

Ítem	Valor en las memorias	Valor real	¿Cumple?
Ro	5.00	5.00	**SI**
øa	1.00	1.00	**SI**
øpx	1.00	1.00	**SI**
øpy	1.00	1.00	**SI**
ørx	1.00	1.00	**SI**
øry	0.75	0.75	**SI**
Rx	5.00	5.00	**SI**
Ry	3.75	3.75	**SI**
Ex	0.20	0.20	**SI**
Ey	0.27	0.27	**SI**

Tabla 5 Datos de coeficiente R utilizado

5. CÁLCULO DE CARGAS

5.1 Cargas muertas

El tipo de losa utilizado en el diseño es Steel Deck, con un espesor de 10cm para entrepiso 2 y 3, y de 11cm para la losa de la cubierta.

En la rampa se utiliza losa maciza con espesor de 10cm.

Tipo de losa	Espesor [m]	Peso propio [KN/m2]	¿Cumple?
Steel Deck	0.10	1.86	**SI**
Steel Deck	0.11	2.10	**SI**
Losa Maciza	0.10	2.40	**SI**

Tabla 6 Cargas por peso propio de losas

El ingeniero realizó el siguiente cálculo para la carga muerta en las diferentes zonas:

5.1.1 Zona de salones

La carga muerta sobreimpuesta por afinado de piso se tiene en cuenta lo descrito en la tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10.

CARGA SOBREIMPUESTA MUERTA Según Tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10 (Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado)			
TIPO DE EDIFICACIÓN	**DESCRIPCION**	**Afinado de piso y cubierta (kN/m2) m2 en planta**	**Total carga sobreimpuesta (kN/m²)**
C. Educativos	C1- Salones de clase	1.5	1.50

Tabla 7 Carga muerta sobreimpuesta de afinado de piso

Para el cálculo de la carga muerta sobreimpuesta de fachada y particiones, se utiliza el peso que se indica en la tabla B.3.4.2-4 de la NSR-10 de la mampostería de bloque de arcilla, pañetado en ambas caras con un espesor de 150mm, multiplicando por la altura libre de muro que existe en cada entrepiso, para aplicar luego la carga de forma lineal sobre las vigas.

Piso	Tipo de muro	Espesor [mm]	Carga [KN/m2]	Altura libre [m]	Carga aplicada [KN/ml]
2	Mampostería de bloque de arcilla, pañetado en ambas caras	150	2.5	3.1	7.8
3		150	2.5	3.45	8.6

Tabla 8 Carga Sobremuerta de mampostería [KN/ml]

5.1.2 Zona de pasillos

En la zona de pasillos, la carga muerta sobreimpuesta aplicada es solo por afinado de pisos igual a la aplicada en la zona de salones de 1.50 KN/m2, la cual cumple con lo estipulado en la NSR-10.

5.1.3 Zona de cubierta

En la zona de la cubierta, se aplica una carga de acabado de 1.50 KN/m2, y adicional a ella, se tiene en cuenta el peso de los paneles solares de 0.15KN/m2, obteniendo una carga total Sobremuerta de 1.65 KN/m2.

5.1.4 Zona de escalera

Para el cálculo de la carga muerta de la escalera, se toma el peso propio y la carga muerta sobreimpuesta y se aplica sobre las vigas de apoyo.

5.1.5 Zona de rampa

En la rampa se aplica una carga de acabado de 1.50KN/m2, y una carga de 2.6 KN/ml de antepechos.

El avalúo de carga muerta descrita en la memoria CUMPLE con lo estipulado en la NSR-10.

5.2 Carga viva

Sector	Valor en las memorias [KN/m2]	Valor Real [KN/m2]	¿Cumple?
Salones	2	2	**SI**
Corredores	5	5	**SI**
Rampa	5	5	**SI**
Cubierta	1.8	1.8	**SI**

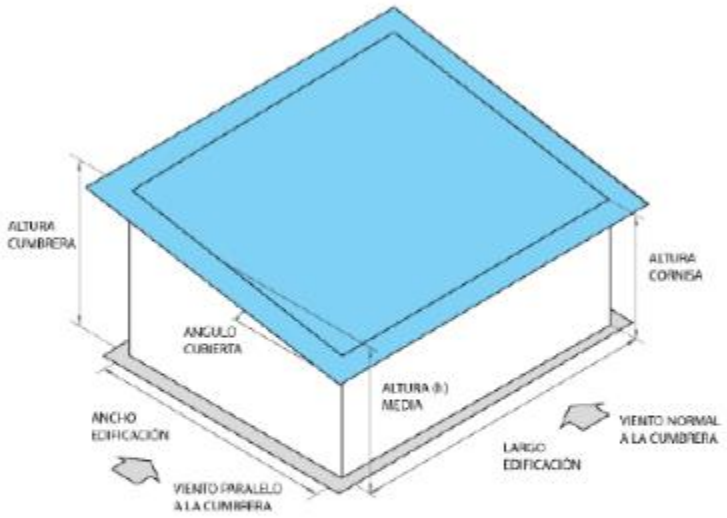
Tabla 9 Carga viva

5.3 Carga de viento.

El ingeniero realizó el cálculo por medio del software online de Arquimet, en la cual se tienen en cuenta los parámetros descritos en la NSR-10, titulo B. A continuación, se presenta los resultados obtenidos

DATOS DE ENTRADA

ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA



PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA	
Altura de la cornisa (m)	11.15
Altura de la cumbrera (m)	11.15
Ancho de la edificación (m)	29.70
Largo de la edificación (m)	25.10
Tipo de cubierta	Un agua
Relación de amortiguamiento	0.0500
Coeficiente de periodo	0.0470
Exponente de periodo	0.9000

Velocidad (m/s)	35.00
Dirección del viento	Normal a la cumbrera
Tipo de edificación	Cerrada
Exposición	B
Ocupación	III
Región propensa a huracanes?	NO
Factor topográfico	1.0000

PARAMETROS DE DISEÑO

Inclinación de la cubierta (°)	0.00
Altura media de la cubierta (m)	11.15
Factor de Importancia	1.15
Factor de dirección	0.85
Frecuencia natural del edificio (Hz)	2.43
Presión por velocidad a la altura media de la cubierta (kgf/m2)	55.61

Las presiones de viento de diseño para el Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento de edificios cerrados y parcialmente cerrados de cualquier altura se determinan mediante la ecuación:

$$P_{net} = qGCp - q_h(GC_{pi}) \qquad (NSR-10\ B.6.5-15)$$
$$(NSR-10\ B.6.5-17)$$

donde:
q: Presión por velocidad a la altura z por encima del terreno para paredes a barlovento o presión por velocidad a la altura media de la cubierta para paredes a sotavento, paredes de laterales y cubiertas.

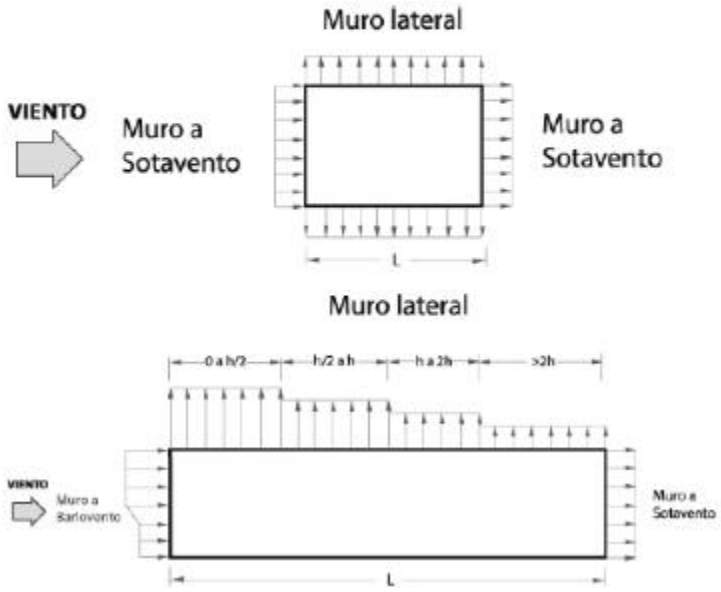
$$q = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \qquad (NSR-10\ B.6.5-13)$$

donde:
Kz: Coeficiente de exposición de presión por velocidad tomado de la tabla B.6.5-3 del NSR-10
Kzt Factor topográfico
Kd: Factor de dirección tomado de la tabla B.6.5-4 del NSR-10
V: Velocidad básica del viento
I: Factor de importancia tomado de la tabla B.6.5-1 del NSR-10
G: Factor de efecto de ráfaga. Tomado como 0.85 para una frecuencia natural del edificio mayor a 1.0
Cp:Coeficiente de presión externa tomado de la figura B.6.5-8A del NSR-10
qh: Presión por velocidad a la altura media de la cubierta
GCpi: Coeficiente de presión interna tomado de la figura B.6.5-2 del NSR-10

PRESIONES DE DISEÑO

Superficie	z (m)	G	Cp	qz (kgf/m)	Pnet(GCpi=+) (kgf/m2)	Pnet(GCpi=-) (kgf/m2)
Muro a Barlovento	0.00	0.85	0.80	42.66	19.00	39.02
Muro a Barlovento	2.50	0.85	0.80	42.66	19.00	39.02
Muro a Barlovento	5.00	0.85	0.80	43.91	19.85	39.87
Muro a Barlovento	7.50	0.85	0.80	49.40	23.58	43.60
Muro a Barlovento	10.00	0.85	0.80	53.89	26.64	46.66
Muro a Barlovento	11.15	0.85	0.80	55.61	27.81	47.83
Muro a Sotavento	TODO	0.85	-0.46	55.61	-31.91	-11.89
Muros Laterales	TODO	0.85	-0.70	55.61	-43.10	-23.08
Cubierta*	0 a h/2	0.85	-0.90	55.61	-52.55	-32.53

Cubierta*	h/2 a h	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50
Cubierta*	h a 2h	0.85	-0.50	55.61	-33.65	-13.63
Cubierta*	h a 2h	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50
Cubierta*	>2h	0.85	-0.30	55.61	-24.19	-4.17
Cubierta*	>2h	0.85	-0.18	55.61	-18.52	1.50



5.4 Carga de empozamiento

Para el cálculo de presión por empozamiento, se plantea una altura de agua de 5cm obteniendo el siguiente resultado.

Carga de empozamiento		
nivel de agua [m]	**Densidad del agua [KN/m3]**	**Carga [KN/m2]**
0.05	10	0.5

Tabla 10 Carga de empozamiento de agua

6. COMBINACIONES DE CARGA

Cargas actuantes en la estructura	Nomenclatura	¿Aplica?
Carga muerta	D	SI
Carga viva	L	SI
Fuerza de sismo reducida en dirección X	Ex	SI
Fuerza de sismo reducida en dirección Y	Ey	SI
Carga de viento	W	SI
Carga de fluidos	F	NO
Carga de granizo	G	NO
Carga de empozamiento	Le	SI
Carga viva sobre cubierta	Lr	SI
Fuerza y efectos de Temperatura	T	NO

Tabla 11 Casos de carga

Combinaciones de carga utilizadas con el método de resistencia			
Título	**Combo**	**Combinación de carga**	**Combinaciones en uso**
B.2.4-1	C1	1.4D+1.4F+1.6H	1.4D
B.2.4-2	C2A	1.2D+1.6L+0.5Lr+1.2F+1.6H	1.2D+1.6L+0.5Lr
	C2B	1.2D+1.6L+0.5G+1.2F+1.6H	1.2D+1.6L
	C2C	1.2D+1.6L+0.5Le+1.2F+1.6H	1.2D+1.6L+0.5Le
B.2.4-3	C3A	1.2D+1.6Lr+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+1.0L+1.6Lr
	C3B	1.2D+1.6Lr+0.5W+1.2F+1.6H	1.2D+0.5W+1.6Lr
	C3C	1.2D+1.6G+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+1.0L
	C3D	1.2D+1.6G+0.5W+1.2F+1.6H	1.2D+0.5W
	C3E	1.2D+1.6Le+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+1.0L+1.6Le
	C3F	1.2D+1.6Le+0.5W+1.2F+1.6H	1.2D+0.5W+1.6Le
B.2.4-4	C4A	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Lr+1.2F+1.6H	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Lr
	C4B	1.2D+1.0W+1.0L+0.5G+1.2F+1.6H	1.2D+1.0W+1.0L
	C4C	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Le+1.2F+1.6H	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Le
B.2.4-5	C5A	1.2D+1.0Ex+0.3Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+1.0Ex+0.3Ey+1.0L
	C5B	1.2D+1.0Ex-0.3Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+1.0Ex-0.3Ey+1.0L
	C5C	1.2D-1.0Ex+0.3Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D-1.0Ex+0.3Ey+1.0L
	C5D	1.2D-1.0Ex-0.3Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D-1.0Ex-0.3Ey+1.0L
	C5E	1.2D+0.3Ex+1.0Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+0.3Ex+1.0Ey+1.0L
	C5F	1.2D+0.3Ex-1.0Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D+0.3Ex-1.0Ey+1.0L
	C5G	1.2D-0.3Ex+1.0Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D-0.3Ex+1.0Ey+1.0L
	C5H	1.2D-0.3Ex-1.0Ey+1.0L+1.2F+1.6H	1.2D-0.3Ex-1.0Ey+1.0L
B.2.4-6	C6	0.9D+1.0W+1.6H	0.9D+1.0W
B.2.4-7	C7A	0.9D+1.0Ex+0.3Ey+0.9F+1.6H	0.9D+1.0Ex+0.3Ey
	C7B	0.9D+1.0Ex-0.3Ey+0.9F+1.6H	0.9D+1.0Ex-0.3Ey
	C7C	0.9D-1.0Ex+0.3Ey+0.9F+1.6H	0.9D-1.0Ex+0.3Ey
	C7D	0.9D-1.0Ex-0.3Ey+0.9F+1.6H	0.9D-1.0Ex-0.3Ey
	C7E	0.9D+0.3Ex+1.0Ey+0.9F+1.6H	0.9D+0.3Ex+1.0Ey
	C7F	0.9D+0.3Ex-1.0Ey+0.9F+1.6H	0.9D+0.3Ex-1.0Ey
	C7G	0.9D-0.3Ex+1.0Ey+0.9F+1.6H	0.9D-0.3Ex+1.0Ey
	C7H	0.9D-0.3Ex-1.0Ey+0.9F+1.6H	0.9D-0.3Ex-1.0Ey

Tabla 12 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga CUMPLEN con el capítulo B.2.3 de la NSR-10.

7. CÁLCULO DE MASA DEL EDIFICIO

Para el cálculo de la masa se realizó un modelo matemático independiente para la verificación de la masa, entre otros parámetros:

Tabla 13 Carga muerta de la estructura tomadas del Etabs

TABLE: Material List by Story					
Story	**Object Type**	**Material**	**Weight**	**Floor Area**	**Unit Weight**
			kN	m^2	kN/m^2
CUB	Column	F'c 24.5 Mpa	139.6115	8.54	16.3566
CUB	Beam	F'c 24.5 Mpa	112.0485	8.54	13.1274
CUB	Floor	F'c 24.5 Mpa	22.1235	8.54	2.5919
CUB	Metal Deck	N.A.	0.6316	8.54	0.074
P3	Column	F'c 24.5 Mpa	254.4817	218.22	1.1662
P3	Beam	A36	33.5718	218.22	0.1538
P3	Beam	F'c 24.5 Mpa	524.2002	218.22	2.4022
P3	Floor	F'c 24.5 Mpa	529.0461	218.22	2.4244
P2	Column	F'c 24.5 Mpa	474.6555	430.63	1.1022
P2	Beam	A36	65.1874	430.63	0.1514
P2	Beam	F'c 24.5 Mpa	911.4365	430.63	2.1165
P2	Floor	F'c 24.5 Mpa	1044.715	430.63	2.426
Sum	Column	F'c 24.5 Mpa	868.7487	657.38	1.3215
Sum	Beam	A36	98.7592	657.38	0.1502
Sum	Beam	F'c 24.5 Mpa	1547.6853	657.38	2.3543
Sum	Floor	F'c 24.5 Mpa	1595.8846	657.38	2.4276
Sum	Metal Deck	N.A.	0.6316	657.38	0.001
Total	All	All	18739.86	657.38	28.506

La masa calculada por el ingeniero calculista es de:

PESO DE LA EDIFICACION

Descripcion	Nivel j [m]	h por piso [m]	h Global [m]	Vigas y columnas [kN]	Sobremuerta [kN]	Rampa [kN]	Escalera [kN]	Tanque de agua [kN]	PESO SUB-TOTAL [kN]
CUB	11.15	3.95	12.15	2163.89	2872.34		35.67		5071.91
P3	7.20	3.60	8.20	2224.75	2771.15	481.95	140.82		5618.67
P2	3.60	4.60	4.60	2424.15	3626.54	481.95	135.20		6667.84
CIM	-1.00								
								PESO TOTAL [W]:	**17358.42 kN**

PESO DE LA ESTRUCTURA			
Memoria de calculo	**Revisión**	**% diferencia**	**¿Cumple?**
17358	18739	7%	**SI**

La diferencia entre los dos cálculos es del 8 % por lo que se considera que la masa del edificio y su peso está correctamente calculada.

8. ANALISIS ESTRUCTURAL

La estructura se realizó por el método de Fuerza Horizontal Equivalente.

8.1 Cálculo del cortante sísmico máximo en la base

Parámetros para espectro	
Aa	0.15
Av	0.15
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Coeficiente de importancia	1.25
Fa	1.50
Fv	2.20
Ct	0.047
α	0.9
Cu	1.35
h[m]	11.15
Sa	0.70
Periodos calculados	
Periodo fundamental [Ta]	0.41
Periodo zonas cortas [To]	0.15
Periodo zona intermedia [Tc]	0.70
Periodo Zona larga [Tl]	5.28
Periodo de la estructura [T]	0.56

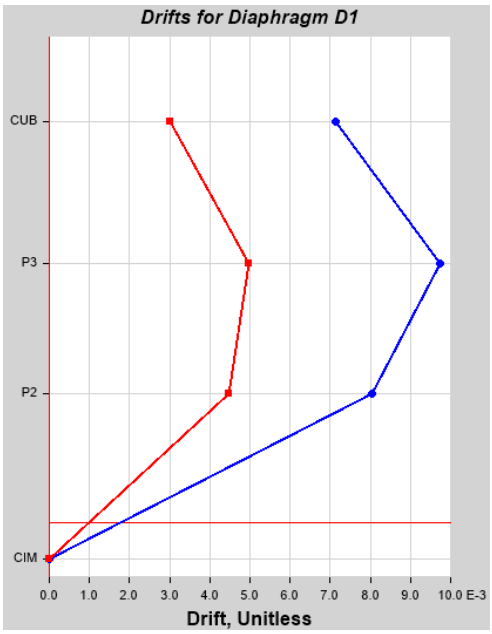
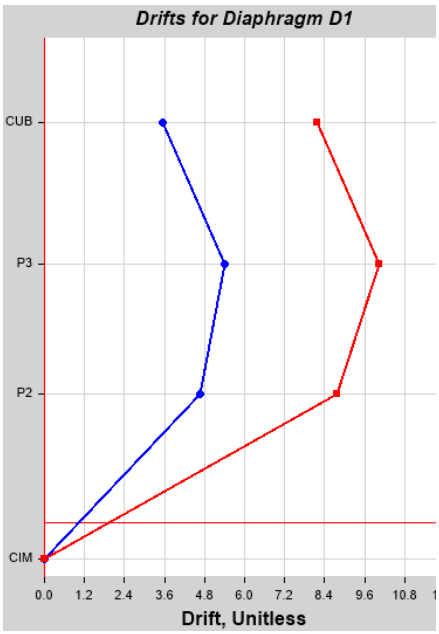
Tabla 14 Parámetros sísmicos

Cortante basal sísmico	
Vs=Sa*W	13176

Teniendo en cuenta los parámetros sísmicos, el cálculo de la fuerza cortante basal es correcto.

9. REVISIÓN DE DERIVAS

Se chequeó la deriva con un nuevo modelo y análisis estructural para comparar con el ingeniero calculista.

Deriva en X	Deriva en Y
	

El chequeo de derivas CUMPLE en las dos direcciones de la edificación.

9.1 Revisión de Umbral de daño

Para las estructuras que pertenecen al grupo de uso IV y las incluidas en los literales (a), (b), (c), y (d) del grupo de uso III, como lo define el titulo A.2.5.1.2, la NSR-10 donde exige la verificación para el umbral de daño de la estructura.

9.1.1 Espectro de Umbral de daño

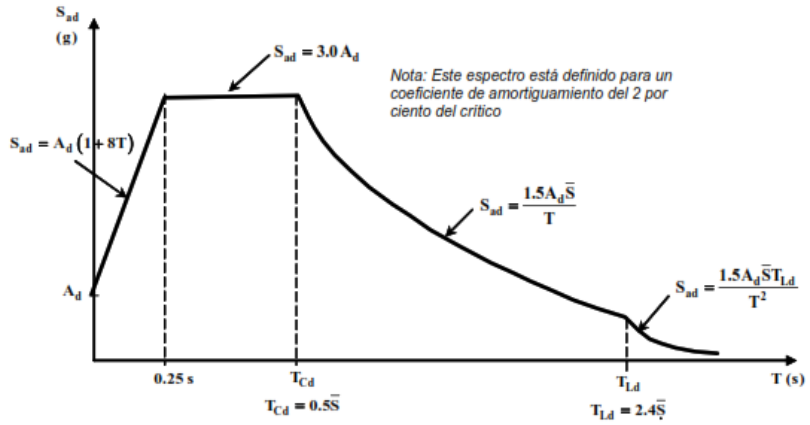


Figura 3 Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño

Los valores utilizados para calcular el espectro son los siguientes:

Parámetros sísmicos en Umbral de daño	
Ad	0.04
Sad	0.12
Vsd=Sad*W	2248
T0	0.25
Tcd	1.38
Tld	6.6

Tabla 15 Parámetro sísmicos en Umbral de Daño

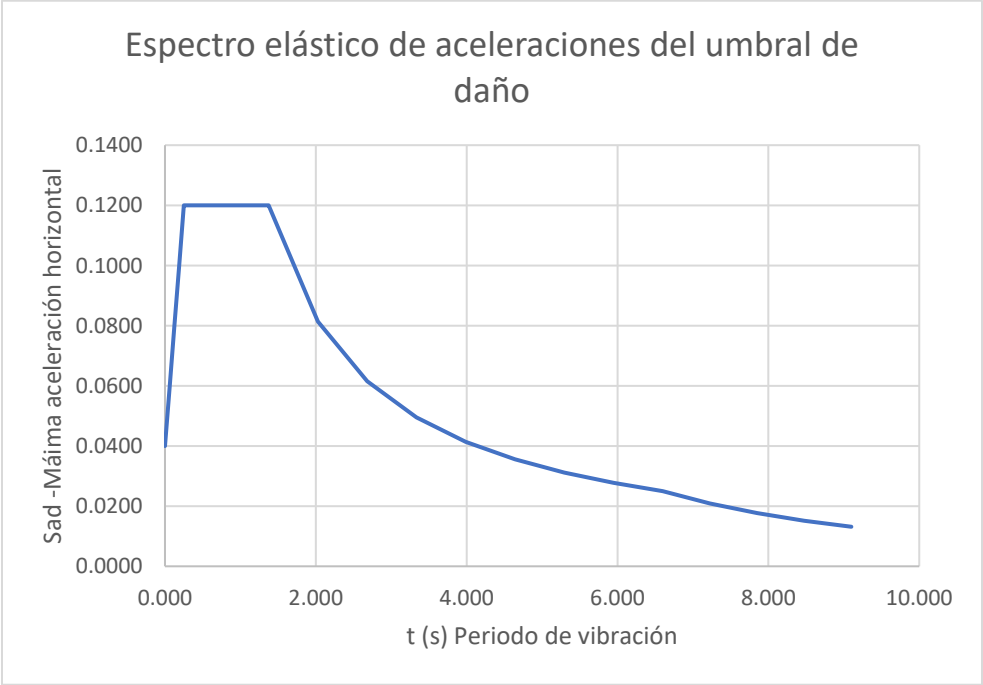
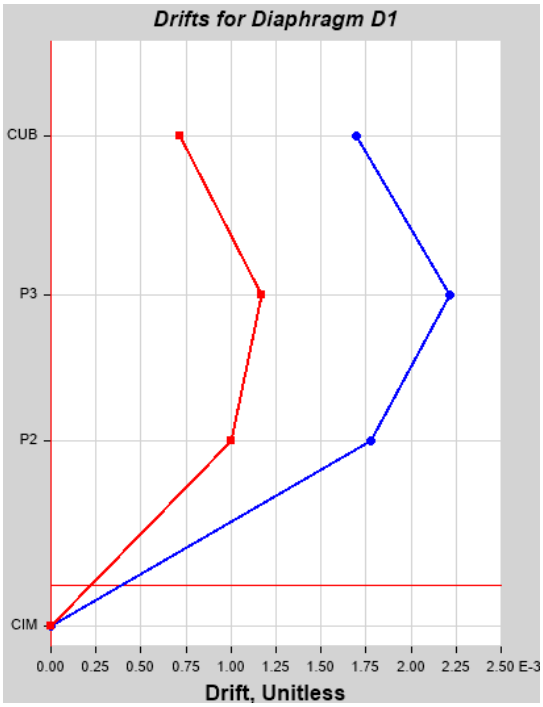
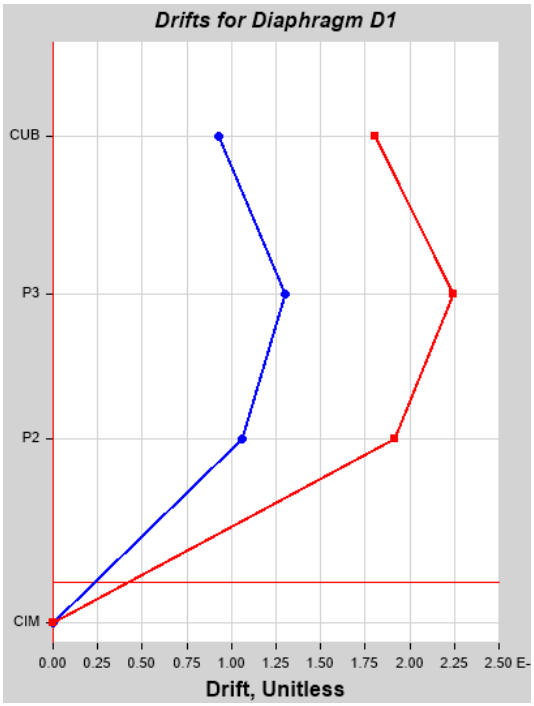


Figura 4 Espectro elástico de aceleraciones del umbral de daño

Por lo que se concluye que el cálculo del espectro es correcto.

9.1.2 Revisión de derivas por umbral de daño

Se chequeó la deriva por umbral de daño con un nuevo modelo y análisis estructural para comparar con el ingeniero calculista.

Deriva en X	Deriva en Y
	

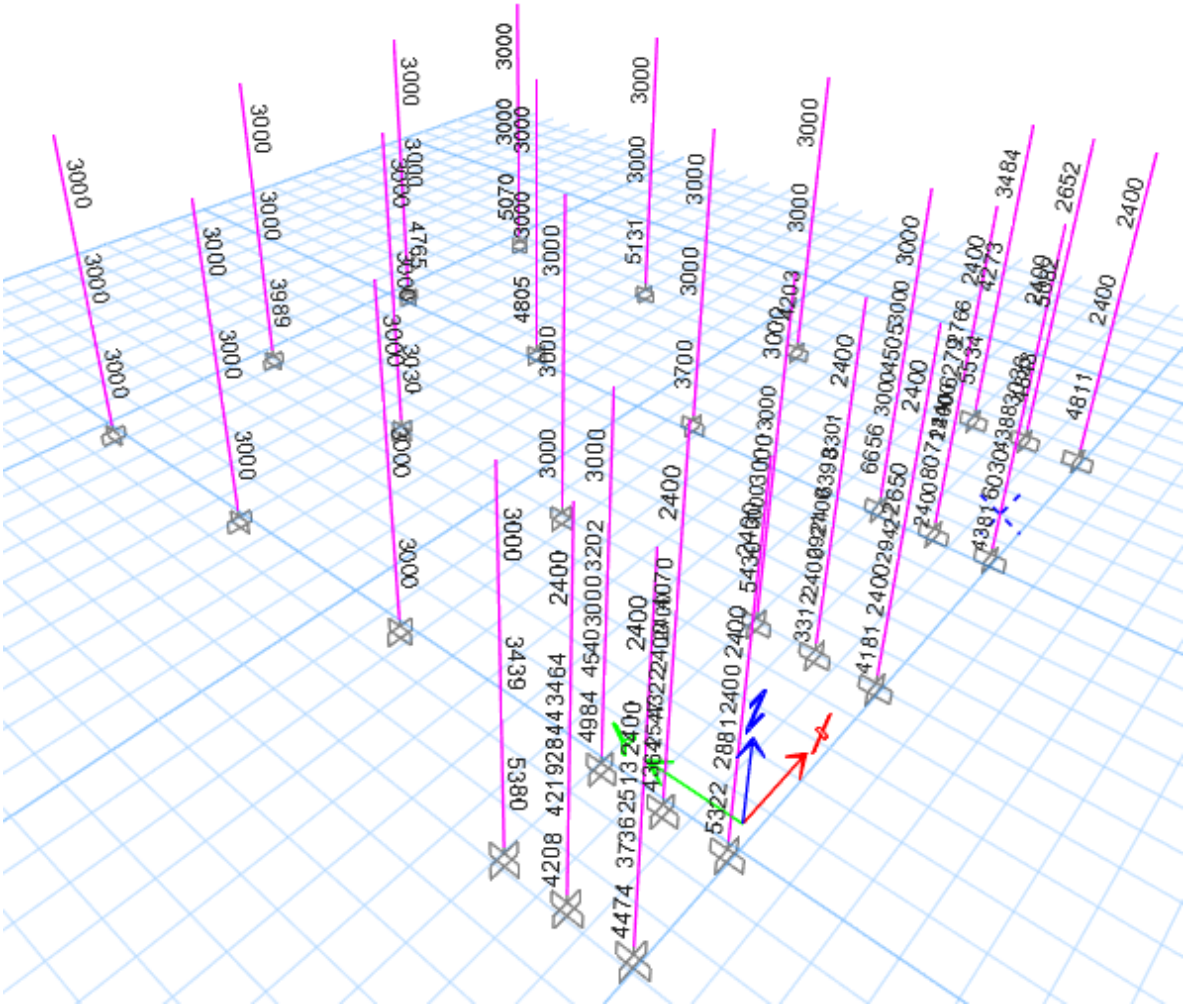
El chequeo de derivas CUMPLE en las dos direcciones de la edificación.

10. REVISIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se realiza un nuevo modelo estructural para revisar el acero requerido en los elementos estructurales y comparar los datos con el diseño del ingeniero calculista, planta por planta y columnas.

10.1 Columnas

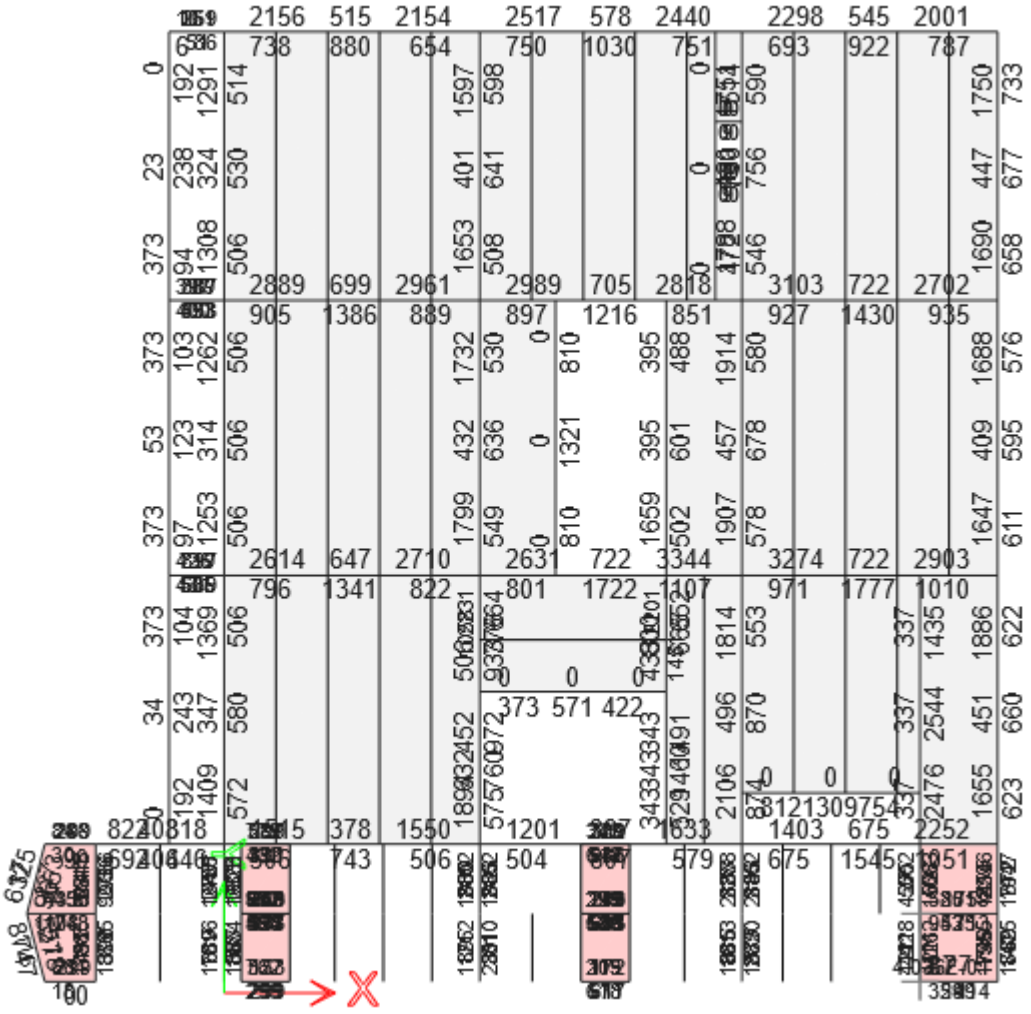
Acero de refuerzo en columnas (mm2):



10.2 Vigas

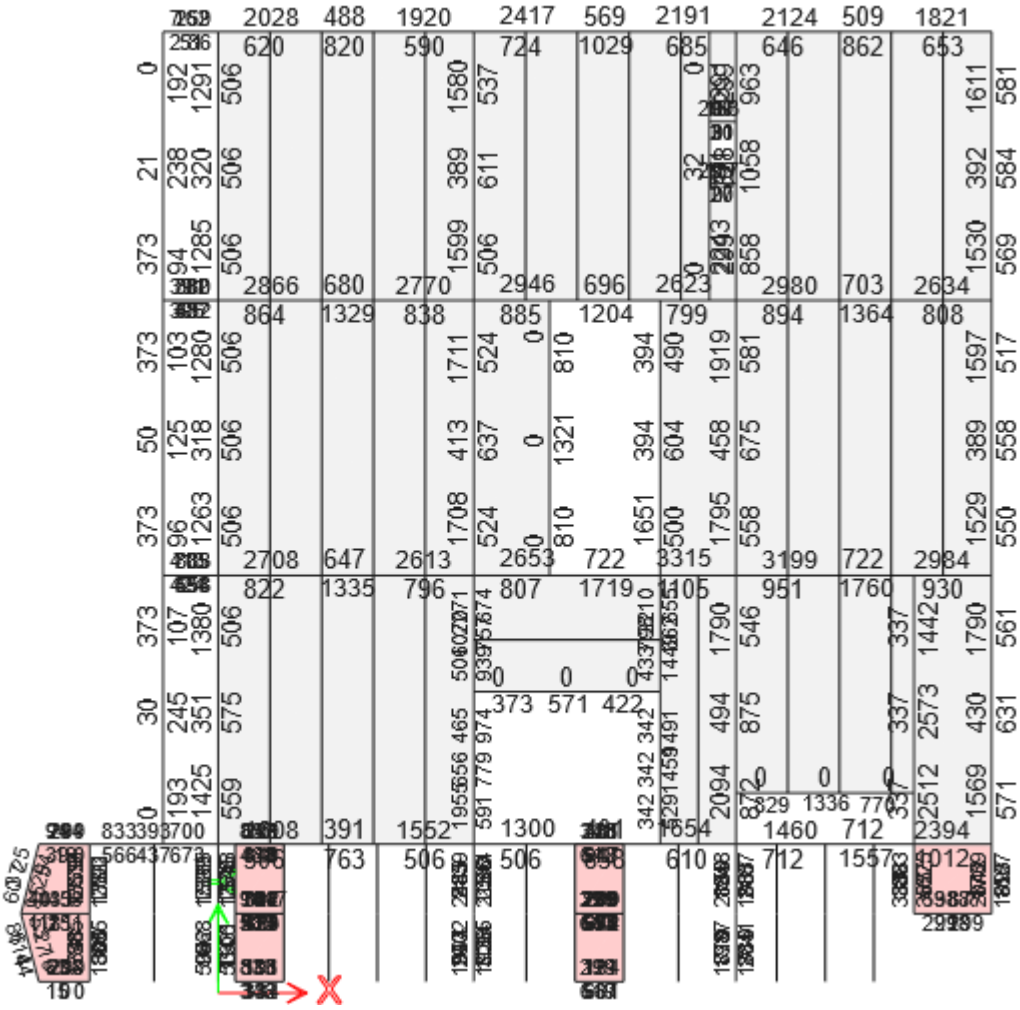
Acero en vigas nivel 2 (mm2)

N+3.60m



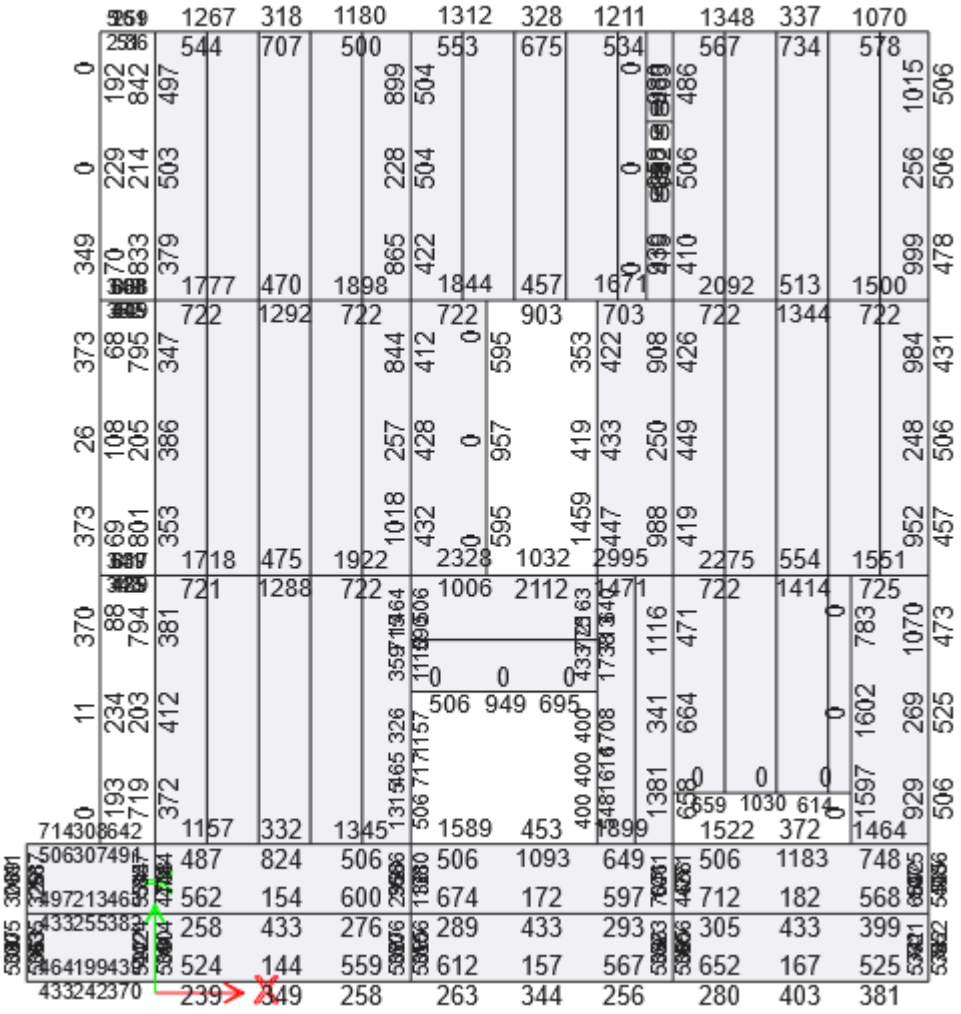
Acero en vigas nivel 3 (mm2)

N+7.20m

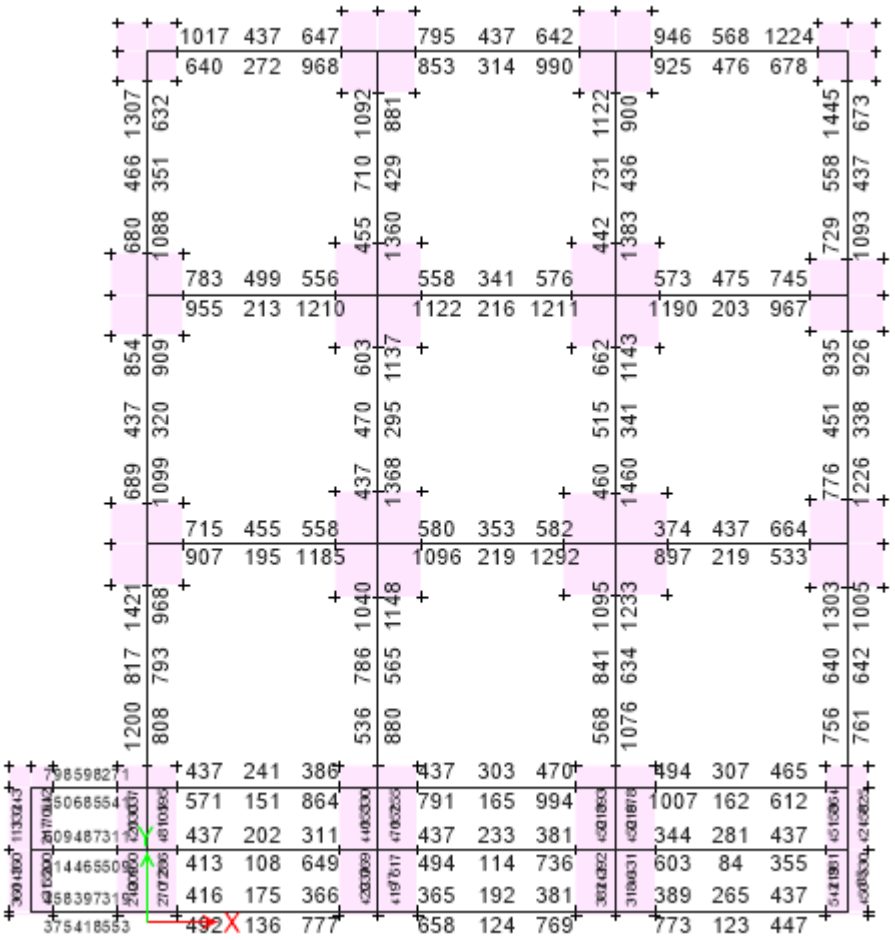


Acero en vigas en cubierta (mm2)

N+11.15



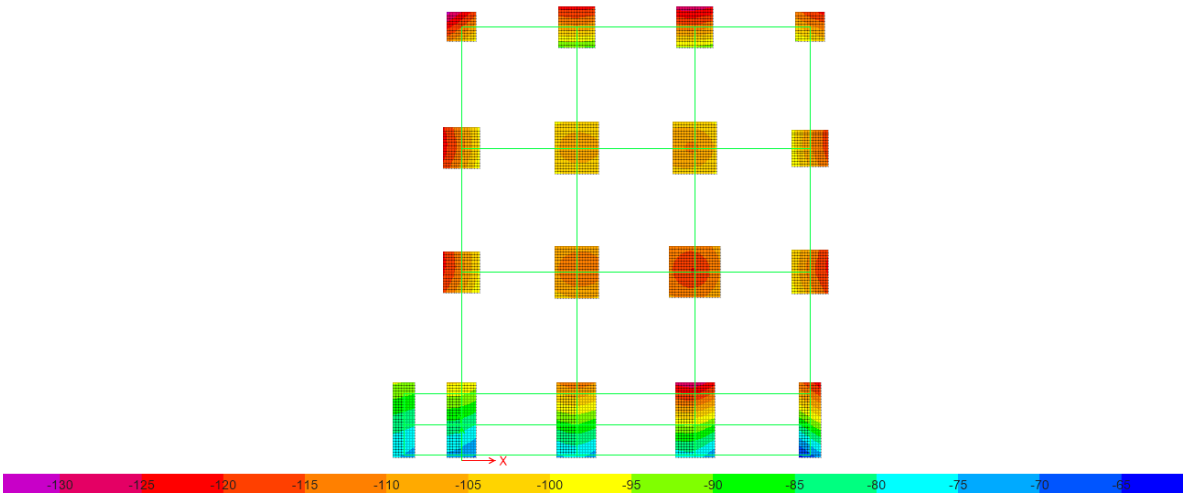
10.3 Vigas de cimentación



En todos los niveles CUMPLEN con las cantidades requeridas de acero.

10.4 Zapatas

Para el chequeo de las zapatas, se toman las combinaciones de servicio descritas en el Título B.2.3.1. Por medio del software podemos observar que las presiones no superan la capacidad portante del terreno descrita en el estudio de suelo considerando las dimensiones planteadas en el diseño estructural.



DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata : Z1

DATOS DE ENTRADA

Resistencia de concreto $f'c := 24.5\ MPa$

Resistencia de acero $fy := 420\ MPa$

Módulo de elasticidad de concreto $Ec := 3900 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}$

$Ec = 19304\ MPa$

Carga vertical de servicio $C_{vs} := 672.6\ kN$

Carga vertical última $C_{vu} := 813.3\ kN$

Factor de carga $FC := \frac{C_{vu}}{C_{vs}} = 1.21$

Capacidad admisible del suelo $Q_a := 200\ \frac{kN}{m^2}$

Profundidad de desplante de zapata $Df := 1.0\ m$

Recubrimiento de zapata $Rec := 5\ cm$

Altura de concreto ciclópeo $h_{cc} := 0\ m$

Densidad del concreto $\gamma_c := 24\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} := 23\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del suelo $\gamma_s := 18\ \frac{kN}{m^3}$

Altura de solado $h_{cs} := 50\ mm$

Densidad de solado $\gamma_{cs} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

Sobrecarga del terreno $st := 2\ \frac{kN}{m^2}$

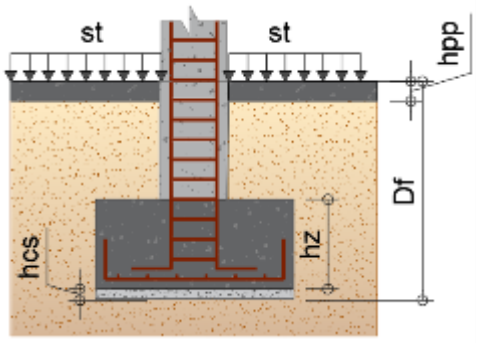
Altura de placa de contrapiso $h_{pp} := 0.1\ m$

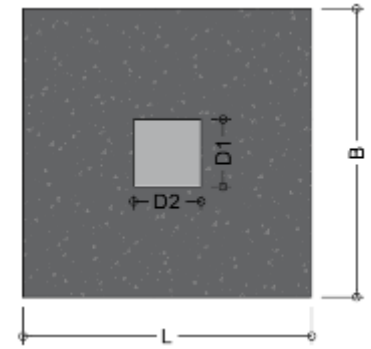
Peso especifico del piso $\gamma_{pp} := 22\ \frac{kN}{m^3}$

COLUMNA

$D1 := 0.6\ m$

$D2 := 0.4\ m$





ALTURA DE ZAPATA

Diámetro de barra longitudinal más grande de la columna $\phi b_{lc} := \text{N6}$

Diámetro de estribo de columna $\phi b_{ec} := \text{N3}$

Cantidad de barras en la columna $\#\phi := 16$

Separación de estribos confinados $s_o := 10\ cm$

Acero suministrado en columna $Assum := \frac{\pi}{4} \cdot \phi b_{lc}^{\ 2} \cdot \#\phi = 4560\ mm^2$

Acero requerido por análisis en la columna $Asreq := 4000\ mm^2$

Diámetro de barras de zapata $\phi b_z := \text{N5}$

Tipo de concreto $\lambda := \text{Concreto de peso normal}$

Longitud de desarrollo a compresión: $l_{dcmin} = 388\ mm$

Altura mínima de zapata $h_{min} := l_{dcmin} + 2 \cdot \phi b_z + Rec = 470\ mm$

Altura de zapata asignada $h_z := 500\ mm$

$\text{if}\left(h_z < h_{min}, \text{“no cumple”}, \text{“OK”}\right) = \text{“OK”}$

CAPACIDAD PORTANTE EFECTIVA

$$Q_e := Q_a - h_{cs} \cdot \gamma_{cs} - h_z \cdot \gamma_c - h_{cc} \cdot \gamma_{cc} - \gamma_s \cdot \left(Df - h_{cs} - h_{cc} - h_z\right) - \gamma_{pp} \cdot h_{pp} - st$$

$$Q_e = 174.7\ \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSIONES DE ZAPATA

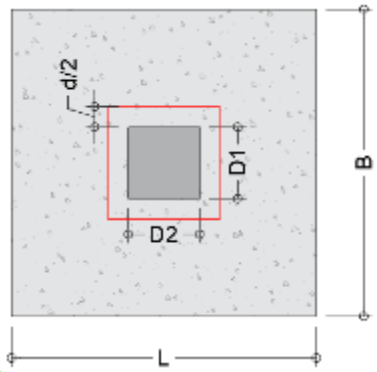
Ancho mínimo de zapata: $Bmin := \sqrt{\frac{C_{vs}}{Q_e}} = 1.96\ m$

Ancho asignado: $B := 2.0\ m$

$Check := \text{if}\left(B \geq Bmin, \text{“Cumple”}, \text{“Aumentar ancho de zapata”}\right) = \text{“Cumple”}$

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO SECCIÓN CRÍTICA A D/2 DE LA COLUMNA

Altura efectiva: $d := h_z - Rec = 450\ mm$



$Check := \text{if}(d \geq 150\ mm, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$

Capacidad de carga última: $q_{au} := \frac{C_{vu}}{B^2} = 203\ \frac{kN}{m^2}$

Fuerza total por punzonamiento:

$$V_{up} := q_{au} \cdot \left(B^2 - (D1 + d) \cdot (D2 + d)\right) = 632\ kN$$

Perímetro de aferencia de carga: $b_o := 2 \cdot (D1 + D2 + 2\ d) = 3.8\ m$

Esfuerzo cortante por punzonamiento: $v_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = 0.369\ MPa$

$$\beta c := \frac{\max(D1, D2)}{min(D1, D2)} = 1.5 \qquad \phi v := 0.75 \qquad \alpha_s := 40$$

$$check_1 := \phi v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.47\ MPa$$

$$check_2 := \phi v \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 2.08\ MPa$$

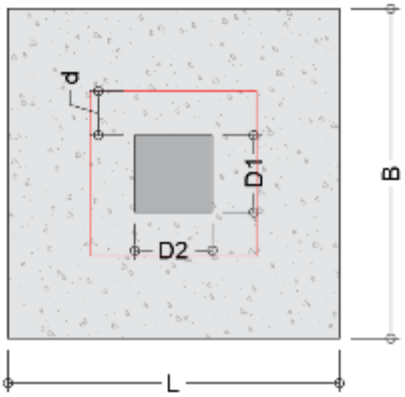
$$check_3 := \phi v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.23\ MPa$$

$$\text{if}(check_1 \geq v_{up} \wedge check_2 \geq v_{up} \wedge check_3 \geq v_{up}, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$$

CORTANTE DIRECTO SECCIÓN CRÍTICA A "d" DE LA

Fuerza cortante vertical:

$$V_{ud} := q_{au} \cdot B \cdot \left(\frac{B - D1}{2} - d\right) = 101.7\ kN$$



Esfuerzo cortante: $v_{ud} := \frac{V_{ud}}{B \cdot d} = 0.11\ MPa$

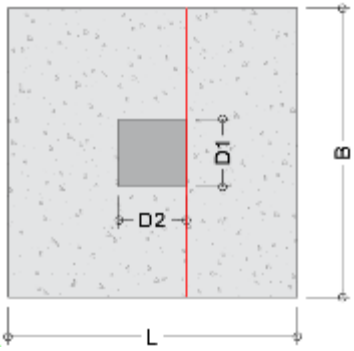
$Cond := \phi v \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 0.63\ MPa$

$Check := \text{if}(v_{ud} \leq Cond, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$

DISEÑO A FLEXIÓN SECCIÓN CRÍTICA CARA DE LA COLUMNA

Momento último:

$$M_u := \frac{q_{au}}{2} \cdot \left(\frac{B - D1}{2}\right)^2 \cdot B = 99.6\ kN \cdot m$$



Factor de reducción por tracción: $\phi := 0.9$

cuantía mínima: $\rho_{min} := 0.0018$

Cuantía requerida: $$\rho := \frac{0.85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.0007$$

Refuerzo requerido a flexión: $A_s := \max\left(\rho_{min}, \rho\right) \cdot B \cdot d = 1620\ mm^2$

Separación entre barras: $S := 150\ mm$ $\quad A_{sreq\phi} := \frac{A_s}{B} \cdot S = 122\ mm^2$

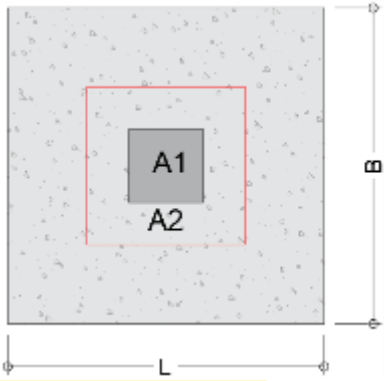
Barra de refuerzo: $\phi b := N5$ $\quad \text{if}\left(\phi b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \geq A_{sreq\phi}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar”}\right) = \text{“OK”}$

CHEQUEO DE RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$A_1 := D1 \cdot D2 = 2400\ cm^2$$

$$A_2 := \left(D1 + 2 \cdot h_z\right) \cdot \left(D2 + 2 \cdot h_z\right) = 22400\ cm^2$$

$$A := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 3.1 \qquad \text{if}\left(A \geq 2, 2, A\right) = 2$$



Factor de reducción por compresión: $\phi_c := 0.65$

$$\phi P_n := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot A = 9924.9\ kN$$

$$Check := \text{if}\left(C_{vu} < \phi P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata: Z2

DATOS DE ENTRADA

Resistencia de concreto $f'c := 24.5\ MPa$

Resistencia de acero $fy := 420\ MPa$

Módulo de elasticidad de concreto $Ec := 3900 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}$

$Ec = 19304\ MPa$

Carga vertical de servicio $C_{vs} := 1166.3\ kN$

Carga vertical última $C_{vu} := 1411.3\ kN$

Factor de carga $FC := \frac{C_{vu}}{C_{vs}} = 1.21$

Capacidad admisible del suelo $Q_a := 200\ \frac{kN}{m^2}$

Profundidad de desplante de zapata $Df := 1.5\ m$

Recubrimiento de zapata $Rec := 5\ cm$

Altura de concreto ciclópeo $h_{cc} := 0\ m$

Densidad del concreto $\gamma_c := 24\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} := 23\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del suelo $\gamma_s := 18\ \frac{kN}{m^3}$

Altura de solado $h_{cs} := 50\ mm$

Densidad de solado $\gamma_{cs} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

Sobrecarga del terreno $st := 1\ \frac{kN}{m^2}$

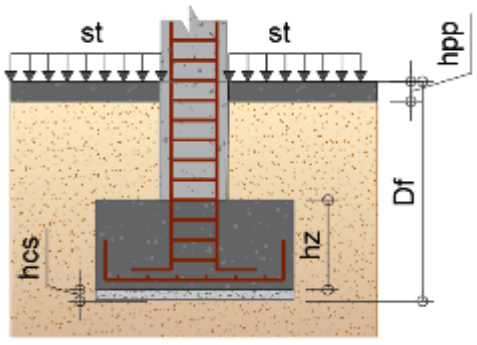
Altura de placa de contrapiso $h_{pp} := 0.1\ m$

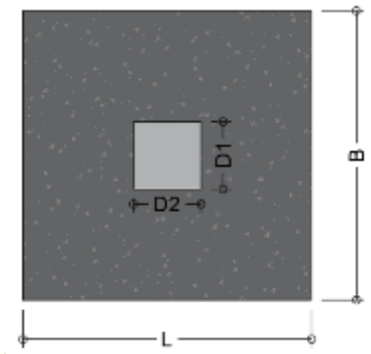
Peso especifico del piso $\gamma_{pp} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

COLUMNA

$D1 := 0.6\ m$

$D2 := 0.5\ m$





ALTURA DE ZAPATA

Diámetro de barra longitudinal más grande de la columna $\phi b_{lc} := \text{N6}$

Diámetro de estribo de columna $\phi b_{ec} := \text{N3}$

Cantidad de barras en la columna $\#\phi := 18$

Separación de estribos confinados $s_o := 10\ cm$

Acero suministrado en columna $Assum := \frac{\pi}{4} \cdot \phi b_{lc}^{\ 2} \cdot \#\phi = 5130\ mm^2$

Acero requerido por análisis en la columna $Asreq := 5100\ mm^2$

Diámetro de barras de zapata $\phi b_z := \text{N5}$

Tipo de concreto $\lambda := \text{Concreto de peso normal}$

Longitud de desarrollo a compresión: $l_{dcmin} = 388\ mm$

Altura mínima de zapata $h_{min} := l_{dcmin} + 2 \cdot \phi b_z + Rec = 470\ mm$

Altura de zapata asignada $h_z := 500\ mm$

$\text{if}\left(h_z < h_{min}, \text{“no cumple”}, \text{“OK”}\right) = \text{“OK”}$

CAPACIDAD PORTANTE EFECTIVA

$$Q_e := Q_a - h_{cs} \cdot \gamma_{cs} - h_z \cdot \gamma_c - h_{cc} \cdot \gamma_{cc} - \gamma_s \cdot \left(Df - h_{cs} - h_{cc} - h_z\right) - \gamma_{pp} \cdot h_{pp} - st$$

$$Q_e = 166.9\ \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSIONES DE ZAPATA

Ancho mínimo de zapata: $Bmin := \sqrt{\frac{C_{vs}}{Q_e}} = 2.643\ m$

Ancho asignado: $B := 2.65\ m$

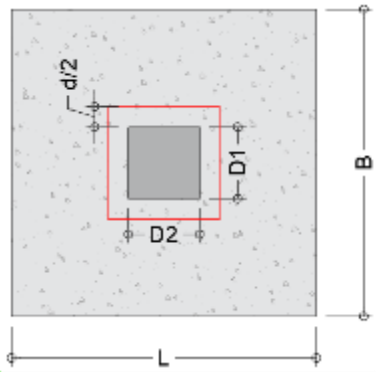
$Check := \text{if}\left(B \geq Bmin, \text{“Cumple”}, \text{“Aumentar ancho de zapata”}\right) = \text{“Cumple”}$

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO SECCIÓN CRÍTICA A D/2 DE LA COLUMNA

Altura efectiva: $d := h_z - Rec = 450\ mm$

$Check := \text{if}(d \geq 150\ mm, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$

Capacidad de carga última: $q_{au} := \frac{C_{vu}}{B^2} = 201\ \frac{kN}{m^2}$



Fuerza total por punzonamiento:

$$V_{up} := q_{au} \cdot \left(B^2 - (D1 + d) \cdot (D2 + d)\right) = 1211\ kN$$

Perímetro de aferencia de carga $b_o := 2 \cdot (D1 + D2 + 2\ d) = 4\ m$

Esfuerzo cortante por punzonamiento: $v_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = 0.673\ MPa$

$$\beta c := \frac{\max(D1, D2)}{min(D1, D2)} = 1.2 \qquad \phi v := 0.75 \qquad \alpha_s := 40$$

$$check_1 := \phi v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.68\ MPa$$

$$check_2 := \phi v \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 2\ MPa$$

$$check_3 := \phi v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.23\ MPa$$

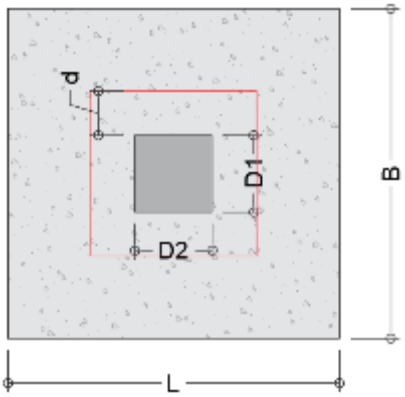
$$\text{if}\left(check_1 \geq v_{up} \wedge check_2 \geq v_{up} \wedge check_3 \geq v_{up}, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“OK”}$$

CORTANTE DIRECTO SECCIÓN CRÍTICA A "d" DE LA

Fuerza cortante vertical:

$$V_{ud} := q_{au} \cdot B \cdot \left(\frac{B - D1}{2} - d\right) = 306.2\ kN$$

Esfuerzo cortante: $v_{ud} := \frac{V_{ud}}{B \cdot d} = 0.26\ MPa$



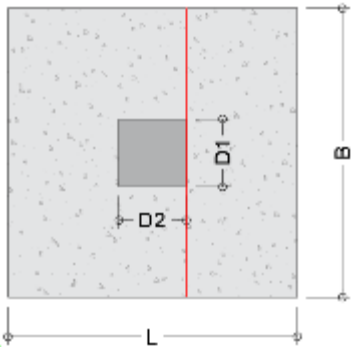
$$Cond := \phi v \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 0.63\ MPa$$

$$Check := \text{if}\left(v_{ud} \leq Cond, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO A FLEXIÓN SECCIÓN CRÍTICA CARA DE LA COLUMNA

Momento último:

$$M_u := \frac{q_{au}}{2} \cdot \left(\frac{B - D1}{2}\right)^2 \cdot B = 279.8\ kN \cdot m$$



Factor de reducción por tracción: $\phi := 0.9$

cuantía mínima: $\rho_{min} := 0.0018$

Cuantía requerida: $$\rho := \frac{0.85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.0014$$

Refuerzo requerido a flexión: $A_s := \max\left(\rho_{min}, \rho\right) \cdot B \cdot d = 2147\ mm^2$

Separación entre barras: $S := 150\ mm$ $\quad A_{sreq\phi} := \frac{A_s}{B} \cdot S = 122\ mm^2$

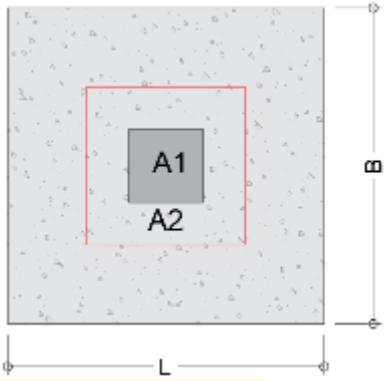
Barra de refuerzo: $\phi b := N5$ $\quad \text{if}\left(\phi b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \geq A_{sreq\phi}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar”}\right) = \text{“OK”}$

CHEQUEO DE RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$A_1 := D1 \cdot D2 = 3000\ cm^2$$

$$A_2 := \left(D1 + 2 \cdot h_z\right) \cdot \left(D2 + 2 \cdot h_z\right) = 24000\ cm^2$$

$$A := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.8 \qquad \text{if}\left(A \geq 2, 2, A\right) = 2$$



Factor de reducción por compresión: $\phi_c := 0.65$

$$\phi P_n := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot A = 11485.9\ kN$$

$$Check := \text{if}\left(C_{vu} < \phi P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata : Z3

DATOS DE ENTRADA

Resistencia de concreto $f'c := 24.5\ MPa$

Resistencia de acero $fy := 420\ MPa$

Módulo de elasticidad de concreto $Ec := 3900 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}$

$Ec = 19304\ MPa$

Carga vertical de servicio $C_{vs} := 1064\ kN$

Carga vertical última $C_{vu} := 1258\ kN$

Factor de carga $FC := \frac{C_{vu}}{C_{vs}} = 1.18$

Capacidad admisible del suelo $Q_a := 200\ \frac{kN}{m^2}$

Profundidad de desplante de zapata $Df := 1.5\ m$

Recubrimiento de zapata $Rec := 5\ cm$

Altura de concreto ciclópeo $h_{cc} := 0\ m$

Densidad del concreto $\gamma_c := 24\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} := 23\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del suelo $\gamma_s := 18\ \frac{kN}{m^3}$

Altura de solado $h_{cs} := 50\ mm$

Densidad de solado $\gamma_{cs} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

Sobrecarga del terreno $st := 2\ \frac{kN}{m^2}$

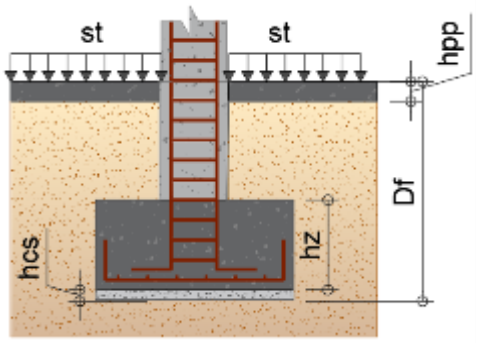
Altura de placa de contrapiso $h_{pp} := 0.1\ m$

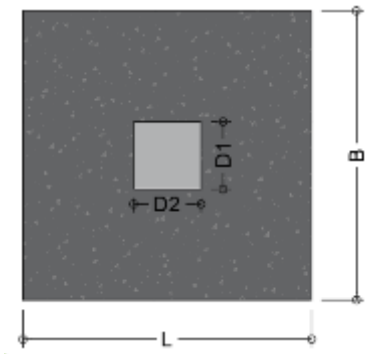
Peso especifico del piso $\gamma_{pp} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

COLUMNA

$D1 := 0.6\ m$

$D2 := 0.5\ m$





ALTURA DE ZAPATA

Diámetro de barra longitudinal más grande de la columna $\phi b_{lc} := \text{N6}$

Diámetro de estribo de columna $\phi b_{ec} := \text{N3}$

Cantidad de barras en la columna $\#\phi := 18$

Separación de estribos confinados $s_o := 10\ cm$

Acero suministrado en columna $Assum := \frac{\pi}{4} \cdot \phi b_{lc}^{\ 2} \cdot \#\phi = 5130\ mm^2$

Acero requerido por análisis en la columna $Asreq := 5100\ mm^2$

Diámetro de barras de zapata $\phi b_z := \text{N5}$

Tipo de concreto $\lambda := \text{Concreto de peso normal}$

Longitud de desarrollo a compresión: $l_{dcmin} = 388\ mm$

Altura mínima de zapata $h_{min} := l_{dcmin} + 2 \cdot \phi b_z + Rec = 470\ mm$

Altura de zapata asignada $h_z := 500\ mm$ $\quad \text{if}\left(h_z < h_{min}, \text{“no cumple”}, \text{“OK”}\right) = \text{“OK”}$

CAPACIDAD PORTANTE EFECTIVA

$$Q_e := Q_a - h_{cs} \cdot \gamma_{cs} - h_z \cdot \gamma_c - h_{cc} \cdot \gamma_{cc} - \gamma_s \cdot \left(Df - h_{cs} - h_{cc} - h_z\right) - \gamma_{pp} \cdot h_{pp} - st$$

$$Q_e = 165.9\ \frac{kN}{m^2}$$

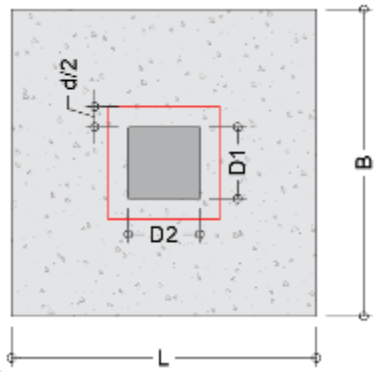
DIMENSIONES DE ZAPATA

Ancho mínimo de zapata: $Bmin := \sqrt{\frac{C_{vs}}{Q_e}} = 2.53\ m$ Ancho asignado: $B := 2.55\ m$

$Check := \text{if}\left(B \geq Bmin, \text{“Cumple”}, \text{“Aumentar ancho de zapata”}\right) = \text{“Cumple”}$

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO SECCIÓN CRÍTICA A D/2 DE LA COLUMNA

Altura efectiva: $d := h_z - Rec = 450\ mm$



$Check := \text{if}(d \geq 150\ mm, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$

Capacidad de carga última: $q_{au} := \frac{C_{vu}}{B^2} = 193\ \frac{kN}{m^2}$

Fuerza total por punzonamiento:

$$V_{up} := q_{au} \cdot \left(B^2 - (D1 + d) \cdot (D2 + d)\right) = 1065\ kN$$

Perímetro de aferencia de carga $b_o := 2 \cdot (D1 + D2 + 2\ d) = 4\ m$

Esfuerzo cortante por punzonamiento: $v_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = 0.592\ MPa$

$$\beta c := \frac{\max(D1, D2)}{min(D1, D2)} = 1.2 \qquad \phi v := 0.75 \qquad \alpha_s := 40$$

$$check_1 := \phi v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.68\ MPa$$

$$check_2 := \phi v \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 2\ MPa$$

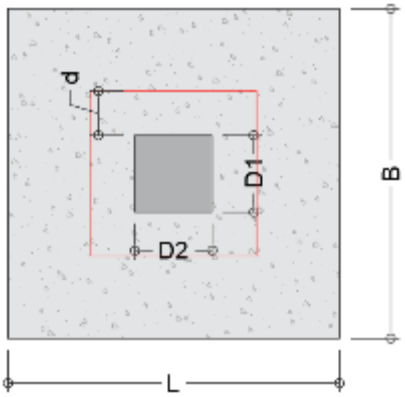
$$check_3 := \phi v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.23\ MPa$$

$$\text{if}\left(check_1 \geq v_{up} \wedge check_2 \geq v_{up} \wedge check_3 \geq v_{up}, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“OK”}$$

CORTANTE DIRECTO SECCIÓN CRÍTICA A "d" DE LA

Fuerza cortante vertical:

$$V_{ud} := q_{au} \cdot B \cdot \left(\frac{B - D1}{2} - d\right) = 259\ kN$$



Esfuerzo cortante: $v_{ud} := \frac{V_{ud}}{B \cdot d} = 0.23\ MPa$

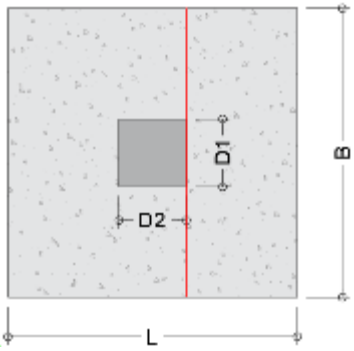
$$Cond := \phi v \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 0.63\ MPa$$

$$Check := \text{if}\left(v_{ud} \leq Cond, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO A FLEXIÓN SECCIÓN CRÍTICA CARA DE LA COLUMNA

Momento último:

$$M_u := \frac{q_{au}}{2} \cdot \left(\frac{B - D1}{2}\right)^2 \cdot B = 234.5\ kN \cdot m$$



Factor de reducción por tracción: $\phi := 0.9$

cuantía mínima: $\rho_{min} := 0.0018$

Cuantía requerida: $$\rho := \frac{0.85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.0012$$

Refuerzo requerido a flexión: $A_s := \max\left(\rho_{min}, \rho\right) \cdot B \cdot d = 2066\ mm^2$

Separación entre barras: $S := 150\ mm$ $\quad A_{sreq\phi} := \frac{A_s}{B} \cdot S = 122\ mm^2$

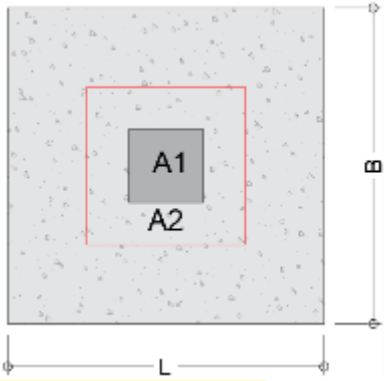
Barra de refuerzo : $\phi b := N5$ $\quad \text{if}\left(\phi b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \geq A_{sreq\phi}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar”}\right) = \text{“OK”}$

CHEQUEO DE RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$A_1 := D1 \cdot D2 = 3000\ cm^2$$

$$A_2 := \left(D1 + 2 \cdot h_z\right) \cdot \left(D2 + 2 \cdot h_z\right) = 24000\ cm^2$$

$$A := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.8 \qquad \text{if}\left(A \geq 2, 2, A\right) = 2$$



Factor de reducción por compresión: $\phi_c := 0.65$

$$\phi P_n := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot A = 11485.9\ kN$$

$$Check := \text{if}\left(C_{vu} < \phi P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata : Z4

DATOS DE ENTRADA

Resistencia de concreto $f'c := 24.5\ MPa$

Resistencia de acero $fy := 420\ MPa$

Módulo de elasticidad de concreto $Ec := 3900 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}$

$Ec = 19304\ MPa$

Carga vertical de servicio $C_{vs} := 1829\ kN$

Carga vertical última $C_{vu} := 2259\ kN$

Factor de carga $FC := \frac{C_{vu}}{C_{vs}} = 1.24$

Capacidad admisible del suelo $Q_a := 200\ \frac{kN}{m^2}$

Profundidad de desplante de zapata $Df := 1.5\ m$

Recubrimiento de zapata $Rec := 5\ cm$

Altura de concreto ciclópeo $h_{cc} := 0\ m$

Densidad del concreto $\gamma_c := 24\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} := 23\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del suelo $\gamma_s := 18\ \frac{kN}{m^3}$

Altura de solado $h_{cs} := 50\ mm$

Densidad de solado $\gamma_{cs} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

Sobrecarga del terreno $st := 0\ \frac{kN}{m^2}$

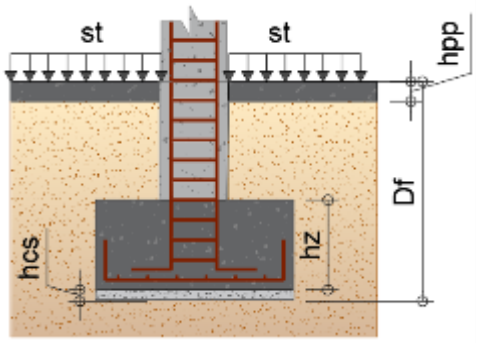
Altura de placa de contrapiso $h_{pp} := 0.1\ m$

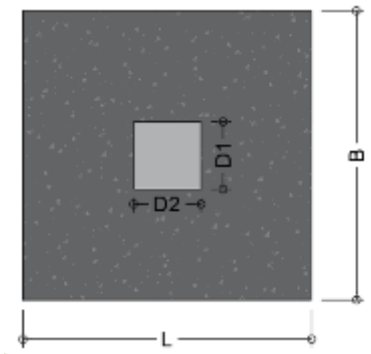
Peso especifico del piso $\gamma_{pp} := 18\ \frac{kN}{m^3}$

COLUMNA

$D1 := 0.6\ m$

$D2 := 0.5\ m$





ALTURA DE ZAPATA

Diámetro de barra longitudinal más grande de la columna $\phi b_{lc} := \text{N6}$

Diámetro de estribo de columna $\phi b_{ec} := \text{N3}$

Cantidad de barras en la columna $\#\phi := 18$

Separación de estribos confinados $s_o := 10\ cm$

Acero suministrado en columna $Assum := \frac{\pi}{4} \cdot \phi b_{lc}^{\ 2} \cdot \#\phi = 5130\ mm^2$

Acero requerido por análisis en la columna $Asreq := 5100\ mm^2$

Diámetro de barras de zapata $\phi b_z := \text{N5}$

Tipo de concreto $\lambda := \text{Concreto de peso normal}$

Longitud de desarrollo a compresión: $l_{dcmin} = 388\ mm$

Altura mínima de zapata $h_{min} := l_{dcmin} + 2 \cdot \phi b_z + Rec = 470\ mm$

Altura de zapata asignada $h_z := 500\ mm$

$\text{if}\left(h_z < h_{min}, \text{“no cumple”}, \text{“OK”}\right) = \text{“OK”}$

CAPACIDAD PORTANTE EFECTIVA

$$Q_e := Q_a - h_{cs} \cdot \gamma_{cs} - h_z \cdot \gamma_c - h_{cc} \cdot \gamma_{cc} - \gamma_s \cdot \left(Df - h_{cs} - h_{cc} - h_z\right) - \gamma_{pp} \cdot h_{pp} - st$$

$$Q_e = 168.1\ \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSIONES DE ZAPATA

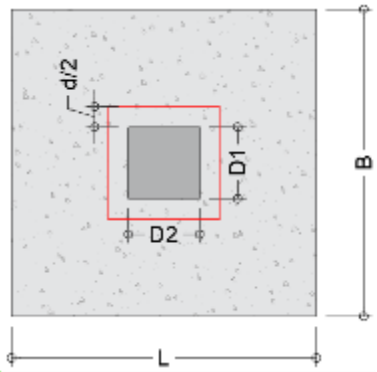
Ancho mínimo de zapata: $Bmin := \sqrt{\frac{C_{vs}}{Q_e}} = 3.3\ m$

Ancho asignado: $B := 3.3\ m$

$Check := \text{if}\left(B \geq Bmin, \text{“Cumple”}, \text{“Aumentar ancho de zapata”}\right) = \text{“Cumple”}$

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO SECCIÓN CRÍTICA A D/2 DE LA COLUMNA

Altura efectiva: $d := h_z - Rec = 450\ mm$



$Check := \text{if}(d \geq 150\ mm, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$

Capacidad de carga última: $q_{au} := \frac{C_{vu}}{B^2} = 207\ \frac{kN}{m^2}$

Fuerza total por punzonamiento:

$$V_{up} := q_{au} \cdot \left(B^2 - (D1 + d) \cdot (D2 + d)\right) = 2052\ kN$$

Perímetro de aferencia de carga $b_o := 2 \cdot (D1 + D2 + 2\ d) = 4\ m$

Esfuerzo cortante por punzonamiento: $v_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = 1.14\ MPa$

$$\beta c := \frac{\max(D1, D2)}{min(D1, D2)} = 1.2 \qquad \phi v := 0.75 \qquad \alpha_s := 40$$

$$check_1 := \phi v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.68\ MPa$$

$$check_2 := \phi v \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 2\ MPa$$

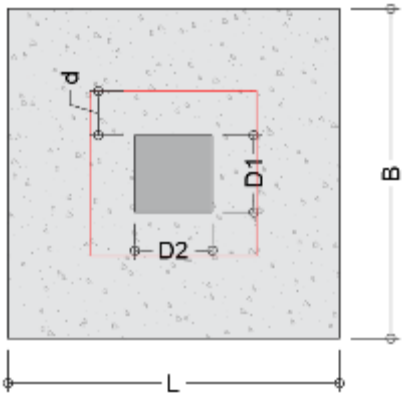
$$check_3 := \phi v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.23\ MPa$$

$$\text{if}\left(check_1 \geq v_{up} \wedge check_2 \geq v_{up} \wedge check_3 \geq v_{up}, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“OK”}$$

CORTANTE DIRECTO SECCIÓN CRÍTICA A "d" DE LA

Fuerza cortante vertical:

$$V_{ud} := q_{au} \cdot B \cdot \left(\frac{B - D1}{2} - d\right) = 616.1\ kN$$



Esfuerzo cortante: $v_{ud} := \frac{V_{ud}}{B \cdot d} = 0.41\ MPa$

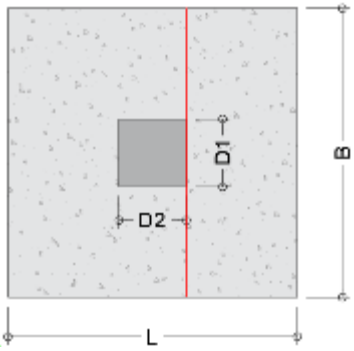
$Cond := \phi v \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 0.63\ MPa$

$Check := \text{if}\left(v_{ud} \leq Cond, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

DISEÑO A FLEXIÓN SECCIÓN CRÍTICA CARA DE LA COLUMNA

Momento último:

$$M_u := \frac{q_{au}}{2} \cdot \left(\frac{B - D1}{2}\right)^2 \cdot B = 623.8\ kN \cdot m$$



Factor de reducción por tracción: $\phi := 0.9$

cuantía mínima: $\rho_{min} := 0.0018$

Cuantía requerida: $$\rho := \frac{0.85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.0025$$

Refuerzo requerido a flexión: $A_s := \max\left(\rho_{min}, \rho\right) \cdot B \cdot d = 3763\ mm^2$

Separación entre barras: $S := 150\ mm$ $\quad A_{sreq\phi} := \frac{A_s}{B} \cdot S = 171\ mm^2$

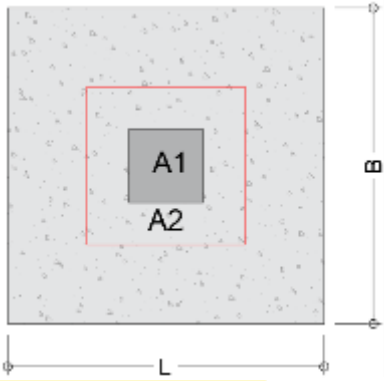
Barra de refuerzo: $\phi b :=$ N5 $\quad \text{if}\left(\phi b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \geq A_{sreq\phi}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar”}\right) = \text{“OK”}$

CHEQUEO DE RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$A_1 := D1 \cdot D2 = 3000\ cm^2$$

$$A_2 := \left(D1 + 2 \cdot h_z\right) \cdot \left(D2 + 2 \cdot h_z\right) = 24000\ cm^2$$

$$A := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.8 \qquad \text{if}\left(A \geq 2, 2, A\right) = 2$$



Factor de reducción por compresión: $\phi_c := 0.65$

$$\phi P_n := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot A = 11485.9\ kN$$

$$Check := \text{if}\left(C_{vu} < \phi P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata: Z5

DATOS DE ENTRADA

Resistencia de concreto $f'c := 24.5\ MPa$

Resistencia de acero $fy := 420\ MPa$

Módulo de elasticidad de concreto $Ec := 3900 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}$

$Ec = 19304\ MPa$

Carga vertical de servicio $C_{vs} := 2084\ kN$

Carga vertical última $C_{vu} := 2617\ kN$

Factor de carga $FC := \frac{C_{vu}}{C_{vs}} = 1.26$

Capacidad admisible del suelo $Q_a := 200\ \frac{kN}{m^2}$

Profundidad de desplante de zapata $Df := 1.5\ m$

Recubrimiento de zapata $Rec := 5\ cm$

Altura de concreto ciclópeo $h_{cc} := 0\ m$

Densidad del concreto $\gamma_c := 24\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} := 23\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del suelo $\gamma_s := 18\ \frac{kN}{m^3}$

Altura de solado $h_{cs} := 50\ mm$

Densidad de solado $\gamma_{cs} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

Sobrecarga del terreno $st := 1.5\ \frac{kN}{m^2}$

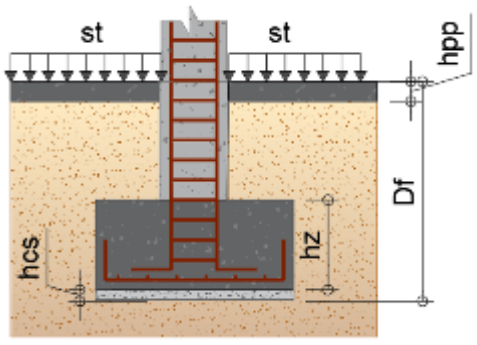
Altura de placa de contrapiso $h_{pp} := 0.1\ m$

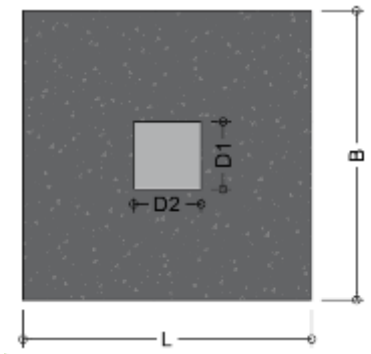
Peso especifico del piso $\gamma_{pp} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

COLUMNA

$D1 := 0.6\ m$

$D2 := 0.5\ m$





Diámetro de barra longitudinal más grande de la columna $\phi b_{lc} := N7$

Diámetro de estribo de columna $\phi b_{ec} := N3$

Cantidad de barras en la columna $\#\phi := 18$

Separación de estribos confinados $s_o := 10\ cm$

Acero suministrado en columna $Assum := \frac{\pi}{4} \cdot \phi b_{lc}^{\ 2} \cdot \#\phi = 6983\ mm^2$

Acero requerido por análisis en la columna $Asreq := 6800\ mm^2$

Diámetro de barras de zapata $\phi b_z := N5$

Tipo de concreto $\lambda := \text{Concreto de peso normal}$

Longitud de desarrollo a compresión: $l_{dcmin} = 453\ mm$

Altura mínima de zapata $h_{min} := l_{dcmin} + 2 \cdot \phi b_z + Rec = 534\ mm$

Altura de zapata asignada $h_z := 600\ mm$ $\text{if}\left(h_z < h_{min}, \text{“no cumple”}, \text{“OK”}\right) = \text{“OK”}$

CAPACIDAD PORTANTE EFECTIVA

$$Q_e := Q_a - h_{cs} \cdot \gamma_{cs} - h_z \cdot \gamma_c - h_{cc} \cdot \gamma_{cc} - \gamma_s \cdot \left(Df - h_{cs} - h_{cc} - h_z\right) - \gamma_{pp} \cdot h_{pp} - st$$

$$Q_e = 165.8\ \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSIONES DE ZAPATA

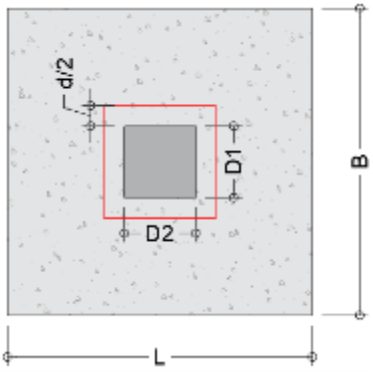
Ancho mínimo de zapata: $Bmin := \sqrt{\frac{C_{vs}}{Q_e}} = 3.55\ m$

Ancho asignado: $B := 3.55\ m$

$Check := \text{if}\left(B \geq Bmin, \text{“Cumple”}, \text{“Aumentar ancho de zapata”}\right) = \text{“Cumple”}$

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO SECCIÓN CRÍTICA A D/2 DE LA COLUMNA

Altura efectiva: $d := h_z - Rec = 550\ mm$



$Check := \text{if}(d \geq 150\ mm, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$

Capacidad de carga última: $q_{au} := \frac{C_{vu}}{B^2} = 208\ \frac{kN}{m^2}$

Fuerza total por punzonamiento:

$$V_{up} := q_{au} \cdot (B^2 - (D1 + d) \cdot (D2 + d)) = 2366\ kN$$

Perímetro de aferencia de carga $b_o := 2 \cdot (D1 + D2 + 2\ d) = 4.4\ m$

Esfuerzo cortante por punzonamiento: $v_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = 0.978\ MPa$

$$\beta c := \frac{\max(D1, D2)}{min(D1, D2)} = 1.2 \qquad \phi v := 0.75 \qquad \alpha_s := 40$$

$$check_1 := \phi v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.68\ MPa$$

$$check_2 := \phi v \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 2.16\ MPa$$

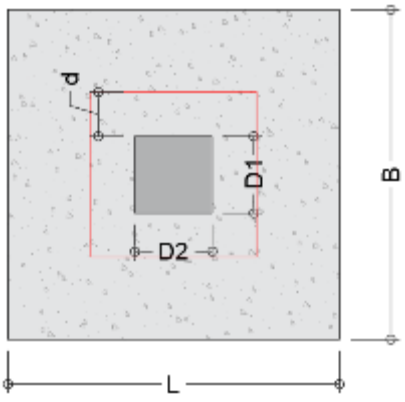
$$check_3 := \phi v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.23\ MPa$$

$$\text{if}(check_1 \geq v_{up} \wedge check_2 \geq v_{up} \wedge check_3 \geq v_{up}, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$$

CORTANTE DIRECTO SECCIÓN CRÍTICA A "d" DE LA

Fuerza cortante vertical:

$$V_{ud} := q_{au} \cdot B \cdot \left(\frac{B - D1}{2} - d\right) = 681.9\ kN$$



Esfuerzo cortante: $v_{ud} := \frac{V_{ud}}{B \cdot d} = 0.35\ MPa$

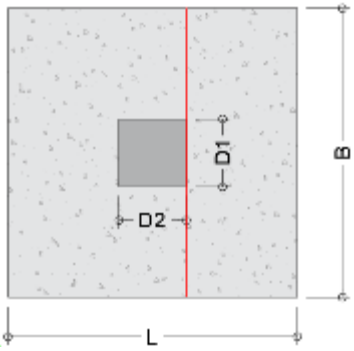
$$Cond := \phi v \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 0.63\ MPa$$

$$Check := \text{if}(v_{ud} \leq Cond, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO A FLEXIÓN SECCIÓN CRÍTICA CARA DE LA COLUMNA

Momento último:

$$M_u := \frac{q_{au}}{2} \cdot \left(\frac{B - D1}{2}\right)^2 \cdot B = 801.9\ kN \cdot m$$



Factor de reducción por tracción: $\phi := 0.9$

cuantía mínima: $\rho_{min} := 0.0018$

Cuantía requerida: $$\rho := \frac{0.85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.002$$

Refuerzo requerido a flexión: $A_s := \max\left(\rho_{min}, \rho\right) \cdot B \cdot d = 3937\ mm^2$

Separación entre barras: $S := 150\ mm$ $\qquad A_{sreq\phi} := \frac{A_s}{B} \cdot S = 166\ mm^2$

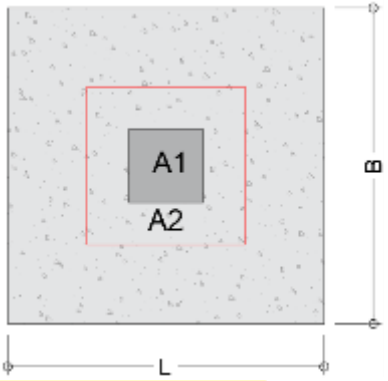
Barra de refuerzo : $\phi b := N5$ $\qquad \text{if}\left(\phi b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \geq A_{sreq\phi}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar”}\right) = \text{“OK”}$

CHEQUEO DE RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$A_1 := D1 \cdot D2 = 3000\ cm^2$$

$$A_2 := \left(D1 + 2 \cdot h_z\right) \cdot \left(D2 + 2 \cdot h_z\right) = 30600\ cm^2$$

$$A := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 3.2 \qquad \text{if}\left(A \geq 2, 2, A\right) = 2$$



Factor de reducción por compresión: $\phi_c := 0.65$

$$\phi P_n := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot A = 12969.4\ kN$$

$$Check := \text{if}\left(C_{vu} < \phi P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata: Z6

DATOS DE ENTRADA

Resistencia de concreto $f'c := 24.5\ MPa$

Resistencia de acero $fy := 420\ MPa$

Módulo de elasticidad de concreto $Ec := 3900 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}$

$Ec = 19304\ MPa$

Carga vertical de servicio $C_{vs} := 1204\ kN$

Carga vertical última $C_{vu} := 1464\ kN$

Factor de carga $FC := \frac{C_{vu}}{C_{vs}} = 1.22$

Capacidad admisible del suelo $Q_a := 200\ \frac{kN}{m^2}$

Profundidad de desplante de zapata $Df := 1.5\ m$

Recubrimiento de zapata $Rec := 5\ cm$

Altura de concreto ciclópeo $h_{cc} := 0\ m$

Densidad del concreto $\gamma_c := 24\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} := 23\ \frac{kN}{m^3}$

Densidad del suelo $\gamma_s := 18\ \frac{kN}{m^3}$

Altura de solado $h_{cs} := 50\ mm$

Densidad de solado $\gamma_{cs} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

Sobrecarga del terreno $st := 2\ \frac{kN}{m^2}$

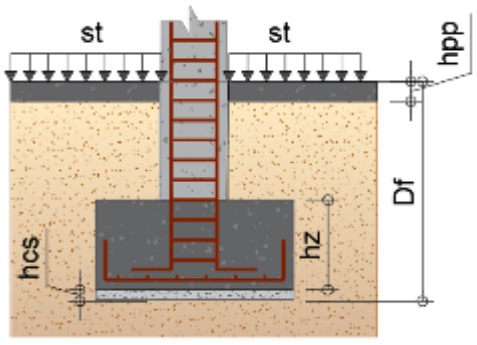
Altura de placa de contrapiso $h_{pp} := 0.1\ m$

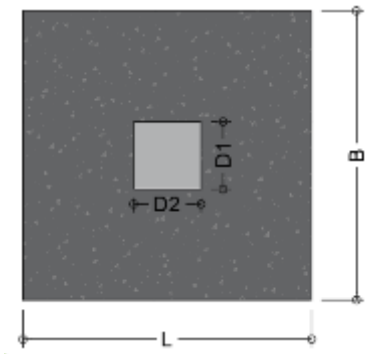
Peso especifico del piso $\gamma_{pp} := 20\ \frac{kN}{m^3}$

COLUMNA

$D1 := 0.6\ m$

$D2 := 0.5\ m$





ALTURA DE ZAPATA

Diámetro de barra longitudinal más grande de la columna $\phi b_{lc} := \text{N6}$

Diámetro de estribo de columna $\phi b_{ec} := \text{N3}$

Cantidad de barras en la columna $\#\phi := 18$

Separación de estribos confinados $s_o := 10\ cm$

Acero suministrado en columna $Assum := \frac{\pi}{4} \cdot \phi b_{lc}^{\ 2} \cdot \#\phi = 5130\ mm^2$

Acero requerido por análisis en la columna $Asreq := 5000\ mm^2$

Diámetro de barras de zapata $\phi b_z := \text{N5}$

Tipo de concreto $\lambda := \text{Concreto de peso normal}$

Longitud de desarrollo a compresión: $l_{dcmin} = 388\ mm$

Altura mínima de zapata $h_{min} := l_{dcmin} + 2 \cdot \phi b_z + Rec = 470\ mm$

Altura de zapata asignada $h_z := 500\ mm$

$\text{if}\left(h_z < h_{min}, \text{“no cumple”}, \text{“OK”}\right) = \text{“OK”}$

CAPACIDAD PORTANTE EFECTIVA

$$Q_e := Q_a - h_{cs} \cdot \gamma_{cs} - h_z \cdot \gamma_c - h_{cc} \cdot \gamma_{cc} - \gamma_s \cdot \left(Df - h_{cs} - h_{cc} - h_z\right) - \gamma_{pp} \cdot h_{pp} - st$$

$$Q_e = 165.9\ \frac{kN}{m^2}$$

DIMENSIONES DE ZAPATA

Ancho mínimo de zapata: $Bmin := \sqrt{\frac{C_{vs}}{Q_e}} = 2.69\ m$

Ancho asignado: $B := 2.75\ m$

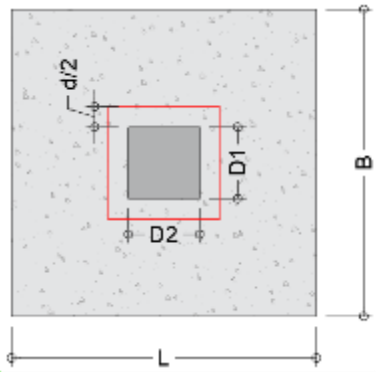
$Check := \text{if}\left(B \geq Bmin, \text{“Cumple”}, \text{“Aumentar ancho de zapata”}\right) = \text{“Cumple”}$

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO SECCIÓN CRÍTICA A D/2 DE LA COLUMNA

Altura efectiva: $d := h_z - Rec = 450\ mm$

$Check := \text{if}(d \geq 150\ mm, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}) = \text{“OK”}$

Capacidad de carga última: $q_{au} := \frac{C_{vu}}{B^2} = 194\ \frac{kN}{m^2}$



Fuerza total por punzonamiento:

$$V_{up} := q_{au} \cdot \left(B^2 - (D1 + d) \cdot (D2 + d)\right) = 1271\ kN$$

Perímetro de aferencia de carga $b_o := 2 \cdot (D1 + D2 + 2\ d) = 4\ m$

Esfuerzo cortante por punzonamiento: $v_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = 0.706\ MPa$

$$\beta c := \frac{\max(D1, D2)}{min(D1, D2)} = 1.2 \qquad \phi v := 0.75 \qquad \alpha_s := 40$$

$$check_1 := \phi v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.68\ MPa$$

$$check_2 := \phi v \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \alpha_s \cdot \frac{d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 2\ MPa$$

$$check_3 := \phi v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 1.23\ MPa$$

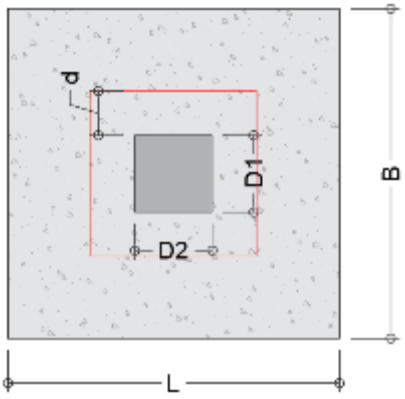
$$\text{if}\left(check_1 \geq v_{up} \wedge check_2 \geq v_{up} \wedge check_3 \geq v_{up}, \text{“OK”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“OK”}$$

CORTANTE DIRECTO SECCIÓN CRÍTICA A "d" DE LA

Fuerza cortante vertical:

$$V_{ud} := q_{au} \cdot B \cdot \left(\frac{B - D1}{2} - d\right) = 332.7\ kN$$

Esfuerzo cortante: $v_{ud} := \frac{V_{ud}}{B \cdot d} = 0.27\ MPa$



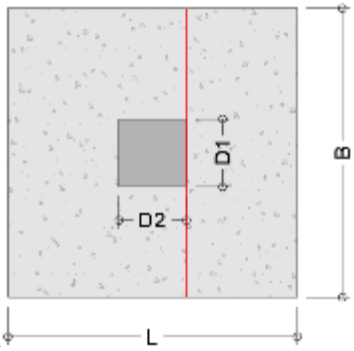
$$Cond := \phi v \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa} = 0.63\ MPa$$

$$Check := \text{if}\left(v_{ud} \leq Cond, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO A FLEXIÓN SECCIÓN CRÍTICA CARA DE LA COLUMNA

Momento último:

$$M_u := \frac{q_{au}}{2} \cdot \left(\frac{B - D1}{2}\right)^2 \cdot B = 307.6\ kN \cdot m$$



Factor de reducción por tracción: $\phi := 0.9$

cuantía mínima: $\rho_{min} := 0.0018$

Cuantía requerida: $$\rho := \frac{0.85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,M_u}{\phi \cdot B \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.0015$$

Refuerzo requerido a flexión: $A_s := \max\left(\rho_{min}, \rho\right) \cdot B \cdot d = 2228\ mm^2$

Separación entre barras: $S := 150\ mm$ $\quad A_{sreq\phi} := \frac{A_s}{B} \cdot S = 122\ mm^2$

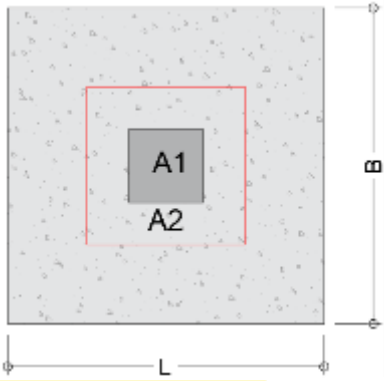
Barra de refuerzo : $\phi b := N5$ $\quad \text{if}\left(\phi b^2 \cdot \frac{\pi}{4} \geq A_{sreq\phi}, \text{“OK”}, \text{“Aumentar”}\right) = \text{“OK”}$

CHEQUEO DE RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

$$A_1 := D1 \cdot D2 = 3000\ cm^2$$

$$A_2 := \left(D1 + 2 \cdot h_z\right) \cdot \left(D2 + 2 \cdot h_z\right) = 24000\ cm^2$$

$$A := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.8 \qquad \text{if}\left(A \geq 2, 2, A\right) = 2$$



Factor de reducción por compresión: $\phi_c := 0.65$

$$\phi P_n := \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot A = 11485.9\ kN$$

$$Check := \text{if}\left(C_{vu} < \phi P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

11. OBSERVACIONES DE LOS PLANOS

OBSERVACIONES EN LOS PLANOS	
DESCRIPCIÓN	ESTADO
Especificaciones generales del proyecto	**CUMPLE**
Especificaciones de materiales del proyecto	**CUMPLE**
Convenciones	**CUMPLE**
Plantas estructurales acotadas y mención de elementos	**CUMPLE**
Concordancia de planos estructurales con arquitectónicos	**CUMPLE**
Despiece de cimentación	**CUMPLE**
Despiece de vigas y viguetas	**CUMPLE**
Ubicación de longitudes y traslapos en vigas	**CUMPLE**
Despiece de columnas	**CUMPLE**
Despiece de pantallas	**NO APLICA**
Despiece de muro de contención	**NO APLICA**
Despiece de escalera	**CUMPLE**
Despiece de rampa	**CUMPLE**
Detalle de losa de entrepiso	**CUMPLE**
Detalles constructivos de elementos no estructurales	**CUMPLE**
Diseño de cubierta	**NO APLICA**
Escalas reales	**CUMPLE**
Contenido de los planos acorde	**CUMPLE**

12. CONCLUSIÓN REVISIÓN ESTRUCTURAL

Se concluye que el diseño estructural está cumpliendo con todos los parámetros de la NSR-10, por tal motivo, en esta revisión se aprueba el diseño inicial como las memorias y los planos estructurales.