



MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Rampa de acceso institucional

Diseño Estructural.

Ing. Ferney Smith Prieto
Especialista en estructuras



CONTENIDO

	Pág.
1. GENERALIDADES.....	3
1.1 Descripción general del proyecto.....	3
1.2 Datos del proyecto.....	4
1.3 Plantas de piso.....	5
2. EVALUACIÓN DE CARGAS.....	7
2.1 Evaluación de Cargas de viguetas.....	7
2.2 Evaluación de cargas de cubierta.....	7
2.3 Fuerzas sísmicas.....	7
2.4 Combinaciones de carga.....	9
3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	12
3.1 Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).....	12
4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	20
4.1 Diseño de vigas (Anexo 1).....	20
4.2 Diseño de Columnas (Anexo 2).	20
4.3 Diseño de Cimentación (Anexo 3).....	20
5. DISEÑO DE ELEMENTOS QUE NO HACEN PARTE DEL SRS.....	20
5.1 Diseño de anclajes y soldaduras (Anexo 4)	20
5.2 Diseño de losa (Anexo 5).	20
5.3 Diseño de Elementos no estructurales (Anexo 6).....	20
5.4 Diseño de pedestales (Anexo 7).	20
6. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES.....	21

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Modelo tridimensional Rampa	5
Ilustración 2 Planta 2 unique name	6



DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA ETABS V.2016

ETABS 2016 es un software utilizado para el análisis y diseño estructural de edificios, es un software que ofrece un conjunto de herramientas para ingenieros estructurales que diseñan edificios, tanto si están trabajando en estructuras de un solo piso, así como los más altos rascacielos. En el presente programa se diseñó una estructura de acceso peatonal, ubicado en Leticia, Amazonas - Colombia; en el cual se ingresaron diferentes datos generales como las especificaciones de los materiales, dimensiones, tipo de diseño en los elementos estructurales. Todo esto para llegar a diferentes resultados que se necesitaran para los diseños realizados por el ingeniero estructural, entre estos resultados se puede tener un cálculo automático de centros de masas, de centros de rigideces, cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas, cálculo automático de masas del edificio a partir de los casos de carga elegidos, diseño de elementos viga y columna de concreto, entre otros.

MathCAD es un software algebraico de computadora, intuitivo, interactivo y colaborativo que ofrece soluciones a estudiantes, profesores y profesionales en distintas áreas del conocimiento relacionadas con la Matemática, la Física, la Química, la Electrónica, la Mecánica, la Eléctrica e Industrial, por mencionar algunas, diseñado principalmente para la verificación, validación, documentación y cálculos de ingeniería.

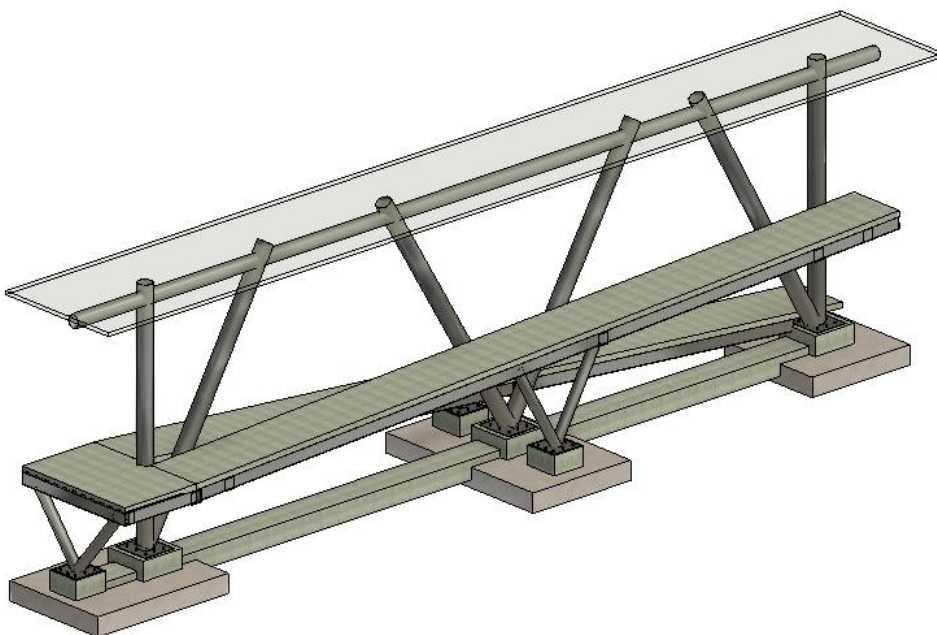


1. GENERALIDADES.

1.1 Descripción general del proyecto.

El informe contiene las memorias de cálculo para el proyecto de la institución educativa Francisco Del Rosario Vela, ubicado en el municipio de Leticia del Departamento del Amazonas; El proyecto está planteado arquitectónicamente para acceso peatonal de una institución educativa; que de acuerdo con su uso se clasifica como una estructura del Grupo III, según la NSR-10. Para su análisis sísmico se realizó por medio del análisis dinámico modal espectral y umbral de daño en el programa estructural ETABS versión 16.1.2. En dicho software se analizará: deformaciones, control de derivas, a fin de establecer las dimensiones de los elementos estructurales.

El actual proyecto se sigue de acuerdo con el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Estructura formada por pórticos construidos en acero, placas en losas Steel deck, las cuales se apoyan en vigas y estas transmiten las solicitaciones a pedestales trasladándola a la cimentación. Para el diseño de la estructura se ha tenido en cuenta una capacidad Moderada de disipación de energía (DMO).





1.2 Datos del proyecto.

Parámetros sísmicos:

- Uso: Institucional
- Ciudad: Leticia, Amazonas
- Zona de amenaza sísmica: Baja.
- Perfil de suelo = E
- Parámetros de sitio: $A_a = 0.05$
 $A_v = 0.05$
- Coeficiente de importancia de la edificación: $I = 1.25$ (Grupo de uso III)
- Coeficiente de capacidad de disipación de energía: $R_o = 1.5$
- Tipo de Sistema Estructural: Péndulo invertido (estructura en acero)

1.2.1 Especificaciones de los materiales.

Material		[Kg/cm ²]	[MPa]
Concreto de Cimentación	F'c	280	28
ASTM A500 Gr C	Fy	3150	315
	Fu	4250	425
Acero A572 Gr 50	Fy	3500	350
	Fu	4500	450

1.2.2 Geometría de los elementos.

Elementos	Dimensiones [cm]
PTE 16"x9.27mm	D=40
TB 300x300x9mm	30x30x0.9
PTE 10"x9.27mm	D=25
Viga Tipo I	80x50
Pedestal I	90x90
Pedestal II	120x120



1.3 Plantas de piso.

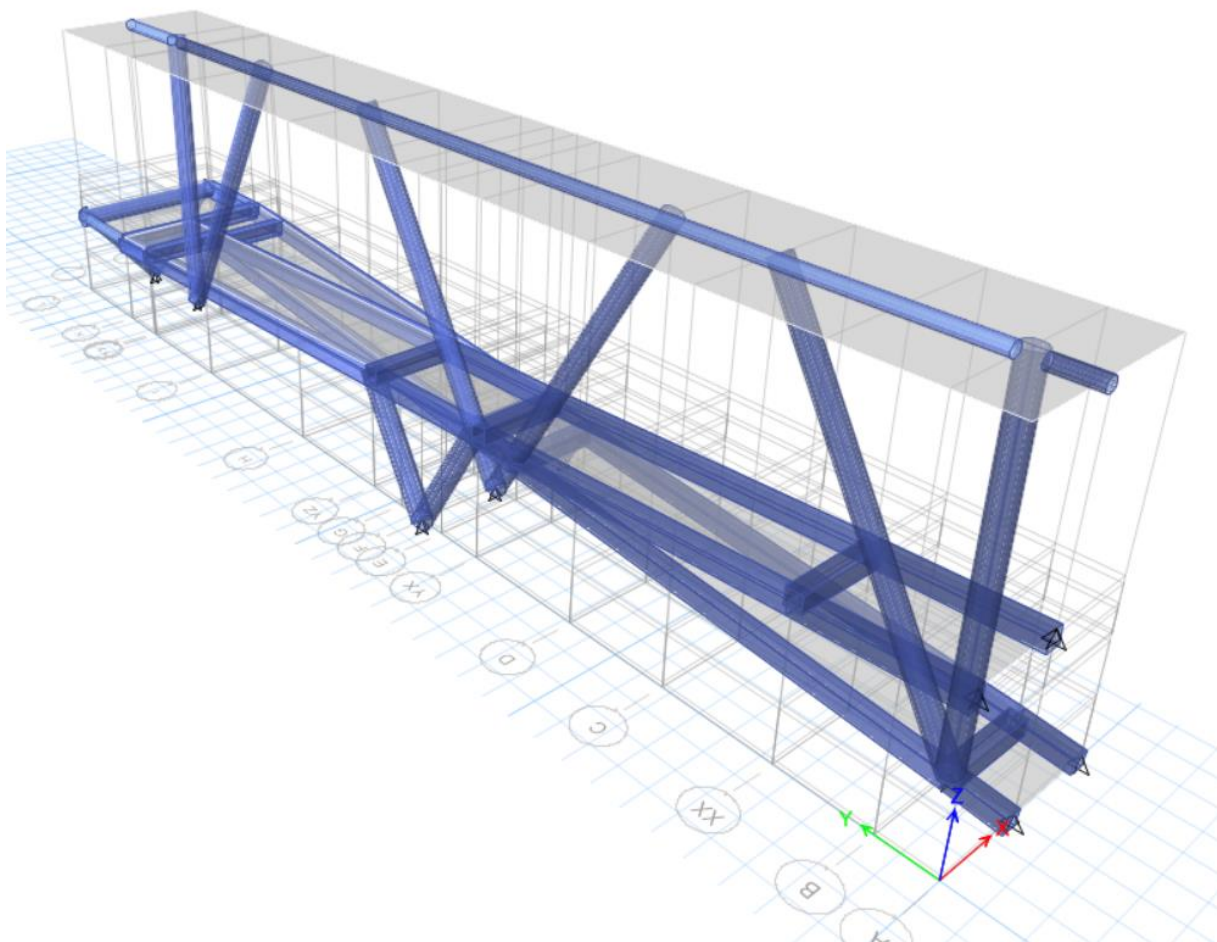


Ilustración 1 Modelo tridimensional Rampa

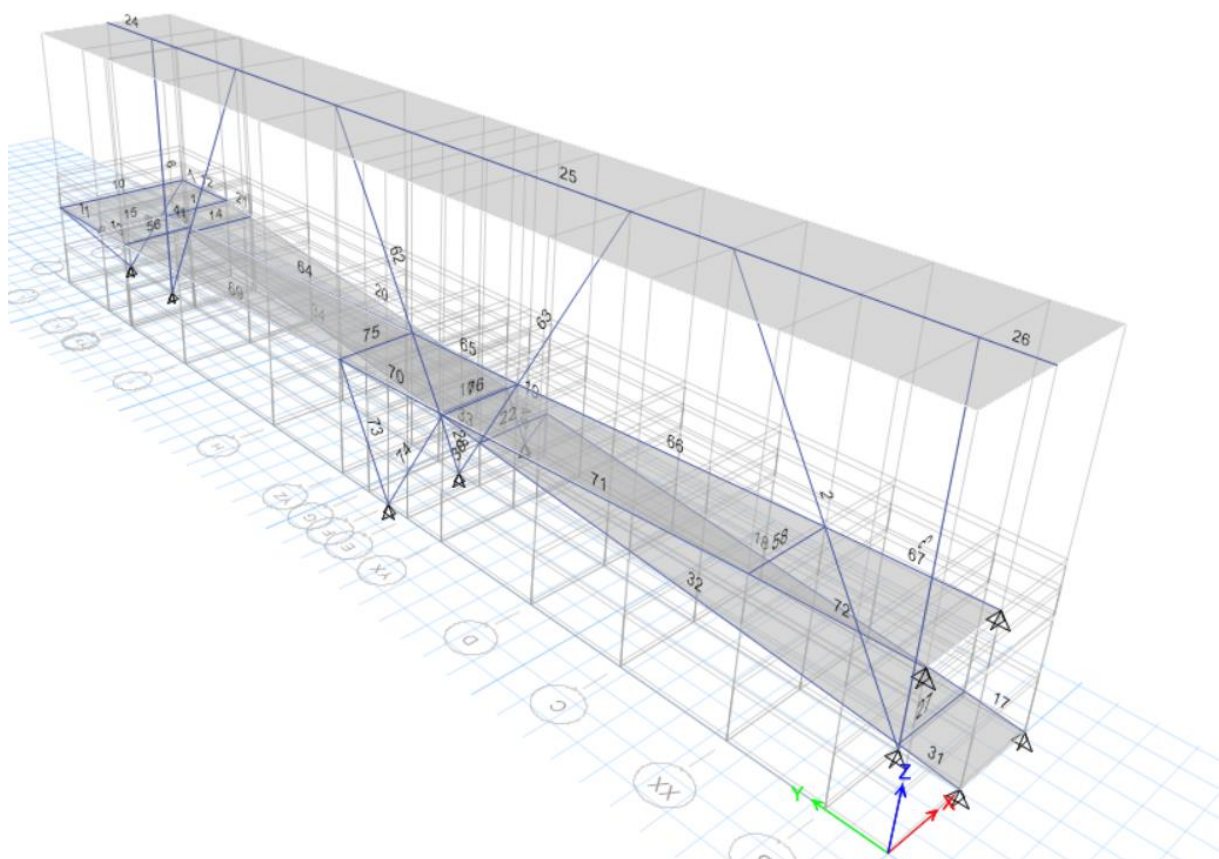


Ilustración 2 Planta 2 unique name



2. EVALUACIÓN DE CARGAS.

2.1 Evaluación de Cargas de viguetas.

En la siguiente tabla se muestra las cargas muertas y vivas para el sistema de piso.

Carga muerta	Espesor [m]	γ [kN/m ³]	[kN/m ²]	NSR-10
Peso Propio	0,150	24	3,600	
Afinado de piso	0,02	21	0,420	T.B.3.2-2
Steel Deck		-	0,012	
<i>Carga muerta [D]</i>			4,032	

Carga viva según tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10.

Corredores, balcones y Escaleras	5.0 kN/m ²
----------------------------------	-----------------------

2.2 Evaluación de cargas de cubierta.

Cargas muertas.

Carga muerta	[kN/m ²]
Teja	0,04
Cielorraso	0,15
tuberías de Iluminación	0,03
PP estructura metálica	0,07
Total	0,29

Cargas vivas.

Según lo tabla B.4.2.1-2 de la NSR-10 se utiliza para esta estructura una carga uniforme de 0,50 kN/m²

2.3 Fuerzas sísmicas.

- Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales) → Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Péndulo invertido



- Sistema resistencia para cargas verticales → Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). – Péndulo invertido [Tabla A.3-3]
- Factor de Sobre resistencia → 2.00

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidad en altura $\Phi_a = 1.0$

Φ_p	IRREGULARIDADES EN PLANTA A.3.3.4		EXISTE
0.9	1aP	Irregularidad Torsional	NO
0.8	1bP	Irregularidad Torsional Extrema	NO
0.9	2P	Retrocesos Excesivos en las Esquinas	NO
0.9	3P	Discontinuidades en el Diafragma	NO
0.8	4P	Desplazamientos del Plano de Acción de Elementos Verticales	NO
0.9	5P	Sistemas No Paralelos	NO

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta $\Phi_p = 1.0$

Ausencia De Redundancia En El Sistema Estructural De Resistencia Sísmica (A.3.3.8): De acuerdo con la evaluación del cumplimiento de los requerimientos descritos en A.3.3.8.1 y A.3.3.8.2 para el sistema estructural se determina el coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica. Por tal razón la estructura no cuenta con suficientes elementos en la dirección y, así que se establece que hay ausencia de redundancia en una dirección.

$$\Phi_{r_x} = 1.0$$

$$\Phi_{r_y} = 1.0$$

Coeficiente de Disipación de Energía para ser Utilizado en el Diseño de los elementos de Resistencia Sísmica (R).

Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.

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

$$R_x = 1.35$$

$$R_y = 1.35$$



2.4 Combinaciones de carga.

COMBINACIONES BÁSICAS DE CARGA (NSR-10 B.2.4)	
COMBO 1	1,4D
COMBO 2	1.2D+1.6L+0.5Lr
COMBO 3	1.2D+1.6Lr+L
COMBO 4	1.2D+1.0L+0.5Lr
COMBO 5	1.2D+1.0E+1.0L
COMBO 6	0.9D
COMBO 7	0.9D+1.0E

D. Carga muerta

- Peso propio del elemento
- Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentes soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisores de espacios.
- Peso del equipo permanente.

L. cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación.

Lr. Carga viva sobre la cubierta

E. fuerza sísmica reducida de diseño ($E=Fs/R$)

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

Donde:

R_o : coeficiente de capacidad de disipación de energía básico = 1.5 Véase tabla A.3.3 NSR –10.

Combos usados para diseño por cargas D, L, G, Lr, Sismo X, Sismo Y:

Combinaciones Gravitacionales.

Combo 1. 1.4 PP + 1.4 D

Combo 2. 1.2 PP + 1.2 D + 1.6 L + 0.50 G o Lr

Combo 3. 1.2 PP + 1.2 D + 1.6 G o Lr + 1.0 L



Combo 4. $1.2 PP + 1.2 D + 1.0 L + 0.5 G \text{ o } Lr$

Combinaciones de sismo

Combo 5. $1.2 PP + 1.2 D + 1.0 EX + 1.0 L$

Combo 6. $1.2 PP + 1.2 D - 1.0 EX + 1.0 L$

Combo 7. $1.2 PP + 1.2 D + 1.0 EY + 1.0 L$

Combo 8. $1.2 PP + 1.2 D - 1.0 EY + 1.0 L$

Combo 9. $0.9 PP + 0.90 D + 1.0 EX$

Combo 10. $0.9 PP + 0.90 D - 1.0 EX$

Combo 11. $0.9 PP + 0.90 D + 1.0 EY$

Combo 12. $0.9 PP + 0.90 D - 1.0 EY$

Donde, $Ex = \rightarrow 1/1.35 \rightarrow 0.74$

Donde, $Ey = \rightarrow 1/1.35 \rightarrow 0.74$

Combinaciones adicionales para diseño por efectos ortogonales

Combo 13. $1.2 PP + 1.2 D + 1.0 EX + 0.30 EY + 1.0 L$

Combo 14. $1.2 PP + 1.2 D + 1.0 EX - 0.30 EY + 1.0 L$

Combo 15. $1.2 PP + 1.2 D - 1.0 EX + 0.30 EY + 1.0 L$

Combo 16. $1.2 PP + 1.2 D - 1.0 EX - 0.30 EY + 1.0 L$

Combo 17. $1.2 PP + 1.2 D + 0.30 EX + 1.0 EY + 1.0 L$

Combo 18. $1.2 PP + 1.2 D + 0.30 EX - 1.0 EY + 1.0 L$

Combo 19. $1.2 PP + 1.2 D - 0.30 EX + 1.0 EY + 1.0 L$

Combo 20. $1.2 PP + 1.2 D - 0.30 EX - 1.0 EY + 1.0 L$

Combo 21. $0.9 PP + 0.90 D + 1.0 EX + 0.30 EY$



Combo 22. $0.9 PP + 0.90 D + 1.0 EX - 0.30 EY$

Combo 23. $0.9 PP + 0.90 D - 1.0 EX + 0.30 EY$

Combo 24. $0.9 PP + 0.90 D - 1.0 EX - 0.30 EY$

Combo 25. $0.9 PP + 0.90 D + 0.30 EX + 1.0 EY$

Combo 26. $0.9 PP + 0.90 D + 0.30 EX - 1.0 EY$

Combo 27. $0.9 PP + 0.90 D - 0.30 EX + 1.0 EY$

Combo 28. $0.9 PP + 0.90 D - 0.30 EX - 1.0 EY$

Combos de Servicio

Combo 1. $PP + D + 0.75(0.7EX) + 0.75 L + 0.75 G \text{ o } Lr$

Combo 2. $PP + D + 0.75(0.7EY) + 0.75 L + 0.75 G \text{ o } Lr$

Combo 3. $PP + D + 0.7EX$

Combo 4. $PP + D + 0.7EY$

Combo 5. $0.6PP + 0.6D + 0.7EX$

Combo 6. $0.6PP + 0.6D + 0.7EY$

Combos de derivas

Combo 1. $1.2 PP + 1.2 D + L + SX$

Combo 2. $1.2 PP + 1.2 D + L + SY$

Combo 3. $1.2 PP + 1.2 D + L - SX$

Combo 4. $1.2 PP + 1.2 D + L - SY$

Combo 5. $1.2 PP + 1.2 D + L + SX + 0.30SY$

Combo 6. $1.2 PP + 1.2 D + L + SY + 0.30SX$



Combos de derivas umbral de daño

DUD1. 1.2 PP+1.2 D+L+SX

DUD2. 1.2 PP+1.2 D+L+SY

DUD3. 1.2 PP+1.2 D+L-SX

DUD4. 1.2 PP+1.2 D+L-SY

DUD5. 1.2 PP+1.2 D+L+SX+0.30SY

DUD6. 1.2 PP+1.2 D+L+SY+0.30SX

3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.

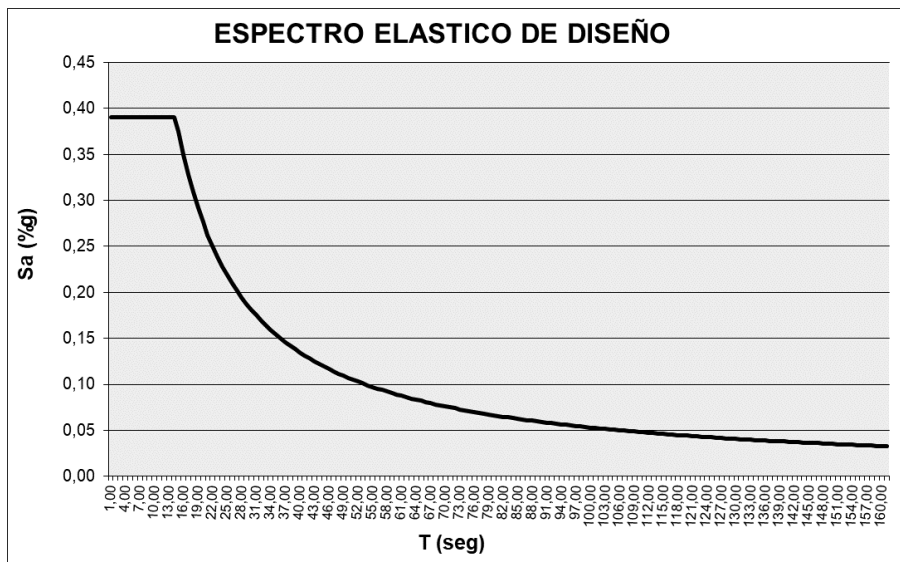
3.1 Fuerza Horizontal Equivalente (FHE).

En este cálculo se tiene en cuenta las condiciones geológicas, sísmicas y lugar de construcción para de esta manera obtener el periodo de vibración en base a las condiciones de localización de proyecto.

Localización:	Leticia	
Zona de amenaza sísmica:	Baja	
Tipo de perfil de suelo:	E	
Grupo de uso:	III	
Coeficiente de importancia:	I	1,25
Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva:	Aa	0,05
Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva:	Av	0,05
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos cortos):	Fa	2,50
Coeficiente de amplificación de aceleraciones (periodos intermedios):	Fv	3,50
Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño	Ad	0,02



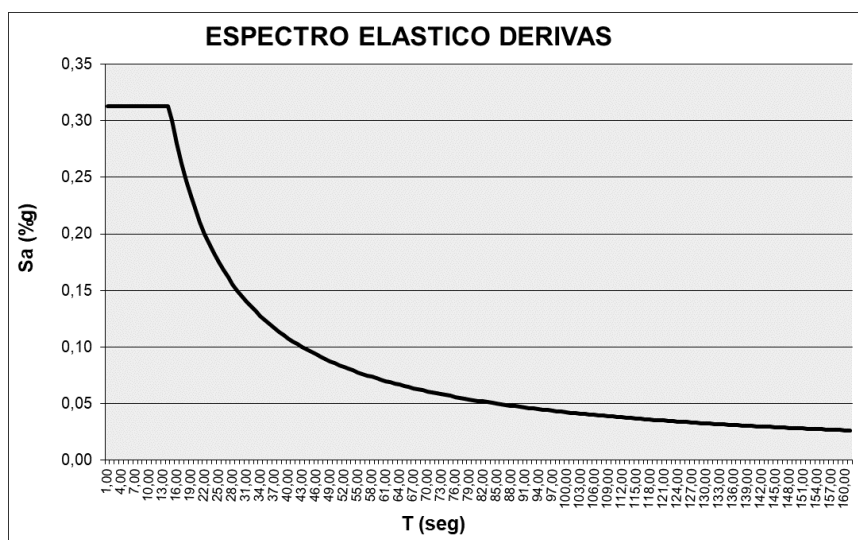
- Espectro de diseño



$$V_{sx} = 108,2911 \text{ Ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 * 0,3906 \text{ s} = 414,9485 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = 108,2911 \text{ Ton} * 9,81 \text{ m/s}^2 * 0,3906 \text{ s} = 414,9485 \text{ KN}$$

- Espectro de derivas.





De acuerdo con A.6.4.1.5, No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores, así como los cielorrasos se diseñen para acomodar las derivas del piso.

Por tal razón solo se controlan los desplazamientos de manera que no impacten por movimiento excesivos que generen inestabilidad de esta.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
				mm	mm	mm	rad	rad	rad
P3	1	6	DinX Max	0,2480	0,0003	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
P3	1	6	DinY Max	0,0960	0,0140	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
P3	2	5	DinX Max	0,1210	0,0003	0,0004	0,0000	0,0000	0,0000
P3	2	5	DinY Max	0,0410	0,0130	0,0070	0,0000	0,0000	0,0000
P3	4	51	DinX Max	0,3690	0,0004	0,0010	0,0000	0,0001	0,0001
P3	4	51	DinY Max	0,1230	0,0140	0,0080	0,0000	0,0000	0,0000
P3	6	52	DinX Max	0,1000	0,0003	0,0005	0,0000	0,0000	0,0000
P3	6	52	DinY Max	0,0230	0,0130	0,0070	0,0000	0,0000	0,0000
P3	7	11	DinX Max	1,1120	0,0005	0,0003	0,0000	0,0002	0,0001
P3	7	11	DinY Max	0,4040	0,0160	0,0002	0,0000	0,0001	0,0000
P3	8	12	DinX Max	0,7420	0,0005	0,0001	0,0000	0,0001	0,0001
P3	8	12	DinY Max	0,2590	0,0150	0,0080	0,0000	0,0000	0,0000
P3	9	35	DinX Max	1,2820	0,0005	0,0030	0,0000	0,0002	0,0001
P3	9	35	DinY Max	0,5010	0,0160	0,0090	0,0000	0,0001	0,0001
P3	16	36	DinX Max	0,2850	0,0003	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000
P3	16	36	DinY Max	0,1090	0,0140	0,0050	0,0000	0,0000	0,0000
P2	14	18	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P2	14	18	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P2	16	22	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P2	16	22	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P2	17	9	DinX Max	0,2800	0,0130	0,2170	0,0000	0,0001	0,0000
P2	17	9	DinY Max	0,1010	0,0050	0,0780	0,0000	0,0000	0,0000
P2	24	28	DinX Max	0,0240	0,0020	0,0230	0,0000	0,0000	0,0000
P2	24	28	DinY Max	0,0090	0,0001	0,0080	0,0000	0,0000	0,0000
P2	25	29	DinX Max	0,2810	0,0030	0,0020	0,0000	0,0001	0,0000
P2	25	29	DinY Max	0,1010	0,0010	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P2	26	30	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

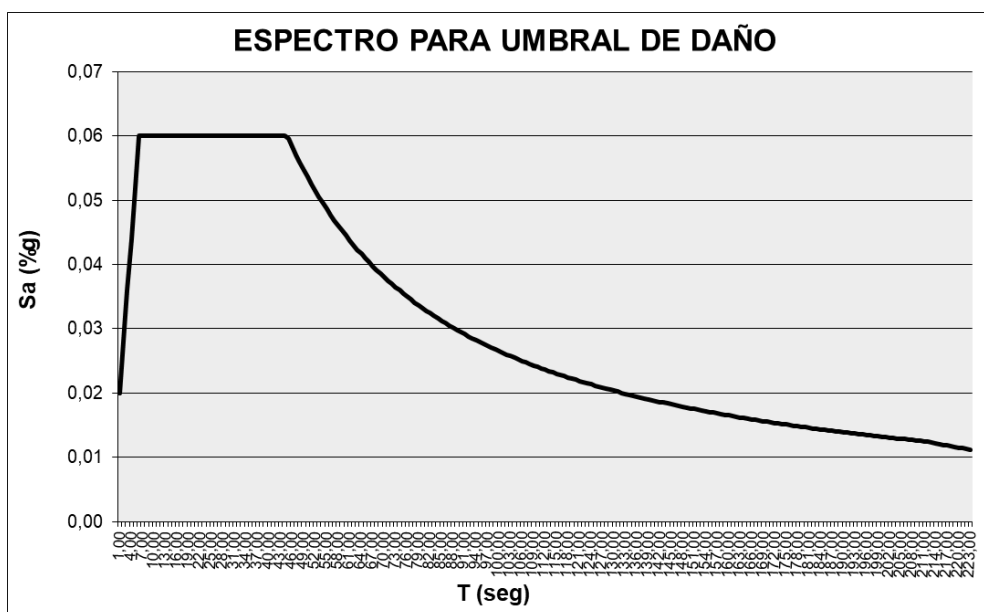


P2	26	30	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P2	32	42	DinX Max	0,0240	0,0000	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
P2	32	42	DinY Max	0,0090	0,0004	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
P2	38	53	DinX Max	0,0400	0,0010	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P2	38	53	DinY Max	0,0130	0,0010	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P2	39	54	DinX Max	0,0170	0,0002	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P2	39	54	DinY Max	0,0010	0,0010	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
P2	40	55	DinX Max	0,0400	0,0040	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
P2	40	55	DinY Max	0,0130	0,0020	0,0003	0,0000	0,0000	0,0000
P2	41	56	DinX Max	0,0170	0,0030	0,0030	0,0000	0,0000	0,0000
P2	41	56	DinY Max	0,0010	0,0010	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P1	7	20	DinX Max	0,2820	0,0030	0,0003	0,0000	0,0001	0,0000
P1	7	20	DinY Max	0,1010	0,0010	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000
P1	10	14	DinX Max	0,2850	0,0100	0,2390	0,0000	0,0001	0,0000
P1	10	14	DinY Max	0,1030	0,0030	0,0860	0,0000	0,0000	0,0000
P1	11	15	DinX Max	0,2850	0,0140	0,2390	0,0000	0,0001	0,0000
P1	11	15	DinY Max	0,1030	0,0050	0,0860	0,0000	0,0000	0,0000
P1	12	16	DinX Max	0,2820	0,0140	0,2320	0,0000	0,0001	0,0000
P1	12	16	DinY Max	0,1010	0,0050	0,0830	0,0000	0,0000	0,0000
P1	13	17	DinX Max	0,2810	0,0100	0,2280	0,0000	0,0001	0,0000
P1	13	17	DinY Max	0,1010	0,0030	0,0820	0,0000	0,0000	0,0000
P1	18	3	DinX Max	0,0001	0,0005	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
P1	18	3	DinY Max	0,0001	0,0001	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P1	19	23	DinX Max	0,0050	0,0050	0,0030	0,0000	0,0000	0,0000
P1	19	23	DinY Max	0,0010	0,0020	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P1	20	24	DinX Max	0,0120	0,0060	0,0020	0,0000	0,0000	0,0000
P1	20	24	DinY Max	0,0040	0,0020	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P1	21	25	DinX Max	0,2620	0,0090	0,2150	0,0000	0,0001	0,0000
P1	21	25	DinY Max	0,0940	0,0030	0,0770	0,0000	0,0000	0,0000
P1	28	32	DinX Max	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P1	28	32	DinY Max	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P1	29	33	DinX Max	0,0050	0,0010	0,0004	0,0000	0,0000	0,0000
P1	29	33	DinY Max	0,0010	0,0004	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000
P1	30	34	DinX Max	0,0120	0,0010	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
P1	30	34	DinY Max	0,0040	0,0005	0,0003	0,0000	0,0000	0,0000



P1	31	41	DinX Max	0,2610	0,0030	0,0020	0,0000	0,0001	0,0000
P1	31	41	DinY Max	0,0940	0,0010	0,0010	0,0000	0,0000	0,0000
Base	1	4	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	1	4	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	3	7	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	3	7	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	7	10	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
Base	7	10	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	9	13	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
Base	9	13	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
Base	15	19	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	15	19	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	16	21	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	16	21	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	5	8	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	5	8	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	35	57	DinX Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Base	35	57	DinY Max	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

- Espectro Umbral de Daño de acuerdo con A.12 NSR-10





Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
				mm	mm	mm	rad	rad	rad
P3	1	6	Umbral de daño X Max	0,231	0,0003	2,89E-05	8,19E-08	7,40E-05	2,70E-05
P3	1	6	Umbral de daño Y Max	0,015	0,021	0,00011	8,00E-06	5,00E-06	3,00E-06
P3	2	5	Umbral de daño X Max	0,113	0,00031	0,00033	1,34E-07	3,60E-05	1,40E-05
P3	2	5	Umbral de daño Y Max	0,009	0,02	0,01	2,34E-07	3,00E-06	1,00E-06
P3	4	51	Umbral de daño X Max	0,343	0,00038	0,001	4,71E-08	6,80E-05	6,90E-05
P3	4	51	Umbral de daño Y Max	0,02	0,021	0,012	3,00E-06	4,00E-06	5,00E-06
P3	6	52	Umbral de daño X Max	0,093	0,00033	0,00042	5,36E-08	2,70E-05	4,00E-06
P3	6	52	Umbral de daño Y Max	0,006	0,02	0,01	1,00E-06	1,00E-06	2,00E-06
P3	7	11	Umbral de daño X Max	1,033	0,00046	0,00029	1,00E-06	0,00019	6,50E-05
P3	7	11	Umbral de daño Y Max	0,059	0,024	0,00016	6,00E-06	1,10E-05	2,00E-06
P3	8	12	Umbral de daño X Max	0,69	0,00042	5,73E-05	4,99E-07	0,00013	8,20E-05
P3	8	12	Umbral de daño Y Max	0,041	0,022	0,012	2,00E-06	8,00E-06	5,00E-06
P3	9	35	Umbral de daño X Max	1,192	0,00046	0,002	1,00E-06	0,00019	7,60E-05
P3	9	35	Umbral de daño Y Max	0,06	0,024	0,014	6,00E-06	1,10E-05	3,00E-06
P3	16	36	Umbral de daño X Max	0,265	0,0003	5,23E-05	8,19E-08	7,40E-05	3,80E-05
P3	16	36	Umbral de daño Y Max	0,016	0,021	0,007	8,00E-06	5,00E-06	5,00E-06
P2	14	18	Umbral de daño X Max	0	0	0	1,0E-05	1,0E-05	1,2E-05
P2	14	18	Umbral de daño Y Max	0	0	0	1,0E-06	1,0E-06	1,0E-06
P2	16	22	Umbral de daño X Max	0	0	0	2,0E-08	2,7E-05	2,0E-05
P2	16	22	Umbral de daño Y Max	0	0	0	3,4E-07	2,0E-06	2,0E-06
P2	17	9	Umbral de daño X Max	0,261	0,012	0,201	1,4E-05	0,00011	9,0E-06
P2	17	9	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,012	1,0E-06	6,0E-06	1,0E-06
P2	24	28	Umbral de daño X Max	0,022	0,002	0,021	3,0E-06	1,0E-05	3,0E-06
P2	24	28	Umbral de daño Y Max	0,002	0,00015	0,002	2,4E-07	1,0E-06	1,8E-07
P2	25	29	Umbral de daño X Max	0,261	0,003	0,001	2,0E-08	0,00012	8,0E-06
P2	25	29	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,001	1,0E-06	7,0E-06	4,6E-07
P2	26	30	Umbral de daño X Max	0	0	0	0	0	0
P2	26	30	Umbral de daño Y Max	0	0	0	0	0	0
P2	32	42	Umbral de daño X Max	0,022	3,9E-05	0,00018	1,8E-07	1,6E-05	1,0E-06
P2	32	42	Umbral de daño Y Max	0,002	0,001	1,41E-05	2,00E-06	1,00E-06	5,88E-08
P2	38	53	Umbral de daño X Max	0,037	0,001	0,001	3,80E-07	1,50E-05	1,40E-05
P2	38	53	Umbral de daño Y Max	0,002	0,001	0,001	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-06
P2	39	54	Umbral de daño X Max	0,016	0,0002	0,00049	4,73E-08	8,00E-06	1,00E-06
P2	39	54	Umbral de daño Y Max	0,001	0,001	0,00027	2,00E-06	1,72E-07	1,00E-06



P2	40	55	Umbral de daño X Max	0,037	0,003	0,00016	3,00E-06	4,00E-06	7,00E-06
P2	40	55	Umbral de daño Y Max	0,002	0,00046	0,00027	3,11E-07	2,19E-07	1,00E-06
P2	41	56	Umbral de daño X Max	0,016	0,003	0,002	2,00E-06	3,00E-06	3,00E-06
P2	41	56	Umbral de daño Y Max	0,001	0,00039	0,00024	2,75E-07	1,42E-07	1,00E-06
P1	7	20	Umbral de daño X Max	0,262	0,003	0,00027	1,00E-06	0,00013	5,00E-06
P1	7	20	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,00014	1,00E-06	7,00E-06	2,17E-07
P1	10	14	Umbral de daño X Max	0,265	0,009	0,222	3,00E-06	0,00013	2,00E-06
P1	10	14	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,013	1,95E-07	7,00E-06	8,85E-08
P1	11	15	Umbral de daño X Max	0,265	0,013	0,222	2,00E-06	0,00013	1,00E-06
P1	11	15	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,013	1,43E-07	7,00E-06	1,33E-07
P1	12	16	Umbral de daño X Max	0,262	0,013	0,216	9,00E-06	0,00012	5,00E-06
P1	12	16	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,012	1,00E-06	7,00E-06	3,19E-07
P1	13	17	Umbral de daño X Max	0,261	0,009	0,212	8,00E-06	0,00012	1,00E-06
P1	13	17	Umbral de daño Y Max	0,015	0,001	0,012	4,97E-07	7,00E-06	2,20E-07
P1	18	3	Umbral de daño X Max	0,00011	0,00043	0,0002	4,05E-07	4,42E-07	1,69E-07
P1	18	3	Umbral de daño Y Max	1,65E-05	2,95E-05	9,15E-05	8,26E-08	5,50E-08	1,18E-08
P1	19	23	Umbral de daño X Max	0,005	0,004	0,002	4,00E-06	2,00E-06	4,00E-06
P1	19	23	Umbral de daño Y Max	0,00015	0,00034	0,00018	2,93E-07	1,40E-07	2,21E-07
P1	20	24	Umbral de daño X Max	0,011	0,005	0,002	1,00E-06	2,00E-06	7,00E-06
P1	20	24	Umbral de daño Y Max	0,001	0,00041	0,00018	1,65E-07	1,09E-07	3,85E-07
P1	21	25	Umbral de daño X Max	0,243	0,008	0,2	1,30E-05	0,00011	3,00E-06
P1	21	25	Umbral de daño Y Max	0,014	0,001	0,012	1,00E-06	6,00E-06	2,32E-07
P1	28	32	Umbral de daño X Max	9,91E-05	2,41E-05	3,97E-06	1,18E-07	1,00E-06	1,00E-06
P1	28	32	Umbral de daño Y Max	1,81E-05	9,20E-06	4,81E-06	1,60E-07	1,70E-07	8,68E-08
P1	29	33	Umbral de daño X Max	0,005	0,001	0,00034	2,11E-07	6,00E-06	3,00E-06
P1	29	33	Umbral de daño Y Max	0,00015	0,00026	2,92E-05	1,18E-07	2,12E-07	2,37E-07
P1	30	34	Umbral de daño X Max	0,011	0,001	0,001	1,00E-06	7,00E-06	7,00E-06
P1	30	34	Umbral de daño Y Max	0,001	0,00033	0,00015	2,17E-07	3,30E-07	4,37E-07
P1	31	41	Umbral de daño X Max	0,243	0,003	0,001	1,00E-06	0,00012	6,00E-06



P1	31	41	Umbral de daño Y Max	0,014	0,001	0,001	1,00E-06	7,00E-06	2,94E-07
Base	1	4	Umbral de daño X Max	0	0	0	1,31E-07	1,00E-06	1,00E-06
Base	1	4	Umbral de daño Y Max	0	0	0	1,64E-07	1,75E-07	8,66E-08
Base	3	7	Umbral de daño X Max	0	0	0	1,00E-06	7,00E-06	5,00E-06
Base	3	7	Umbral de daño Y Max	0	0	0	2,64E-07	3,23E-07	2,98E-07
Base	7	10	Umbral de daño X Max	0	0	0	2,00E-06	0,00013	2,00E-06
Base	7	10	Umbral de daño Y Max	0	0	0	2,89E-07	7,00E-06	1,24E-07
Base	9	13	Umbral de daño X Max	0	0	0	6,00E-06	0,00013	2,00E-06
Base	9	13	Umbral de daño Y Max	0	0	0	4,23E-07	7,00E-06	1,08E-07
Base	15	19	Umbral de daño X Max	0	0	0	1,00E-07	4,44E-07	1,52E-07
Base	15	19	Umbral de daño Y Max	0	0	0	9,98E-08	5,26E-08	2,60E-08
Base	16	21	Umbral de daño X Max	0	0	0	2,29E-08	1,00E-06	2,33E-07
Base	16	21	Umbral de daño Y Max	0	0	0	3,49E-08	1,64E-07	2,29E-08
Base	5	8	Umbral de daño X Max	0	0	0	5,00E-06	9,00E-06	5,00E-06
Base	5	8	Umbral de daño Y Max	0	0	0	4,10E-07	3,79E-07	3,22E-07
Base	35	57	Umbral de daño X Max	0	0	0	2,00E-06	1,20E-05	7,00E-06
Base	35	57	Umbral de daño Y Max	0	0	0	1,71E-07	4,81E-07	1,00E-06



4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

4.1 Diseño de vigas (Anexo 1).

4.2 Diseño de Columnas (Anexo 2).

4.3 Diseño de Cimentación (Anexo 3)

5. DISEÑO DE ELEMENTOS QUE NO HACEN PARTE DEL SRS.

5.1 Diseño de anclajes y soldaduras (Anexo 4)

5.2 Diseño de losa (Anexo 5).

5.3 Diseño de Elementos no estructurales (Anexo 6).

5.4 Diseño de pedestales (Anexo 7).



6. RECOMENDACIONES Y OBSERVACIONES.

Cualquier información respecto al procedimiento se deberá consultar al calculista, cualquier modificación no contemplada exonera al consultor de toda responsabilidad.

Las memorias de cálculo hacen parte integral de los planos estructurales.

El material de concreto a utilizar en construcción debe ser:

- Concreto no menor $F'c=28$ MPa para cimentación

- Concreto no menor $F'c=28$ MPa vigas y columnas.

- Acero $F_y=420$ MPa

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con NSR10 C.3.5

El refuerzo de malla electrosoldada debe cumplir las normas ASTM A184 Y NSR10 C3.5.4

El diseño estructural está basado en los requerimientos mínimos establecidos en las normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR 10. para estructura en zonas de amenaza sísmica intermedia.

Se debe realizar ensayos para el control de calidad de los materiales según lo establecido NSR 10 y NTC, deben ser tomados muestreos por fundidas. La muestra comprende 7 cilindros (2 cilindros para fallar a los 7 días, 2 para fallar a los 14 días, 2 para fallar a los 28 días y un cilindro como testigo).

Cualquier modificación total o parcial al diseño estructural debe ser supervisado y aprobado por el ingeniero calculista, de no ser así cualquier perjuicio ocasionado sobre la estructura por modificaciones no aprobadas exoneran al ingeniero calculista de toda responsabilidad.

Ing. Ferney Smith Prieto A.
ESP. EN ESTRUCTURAS
T.P. 15202 - 382989 BYC

Ing. Ferney Smith Prieto
Especialista en Estructuras
15202-382989 BYC



Diseño de vigas (Anexo 1).

Label	Story	Section	Moment Interaction Check	PMM Combo	V22 Ratio	V33 Ratio	Conn. V I- End kN	Conn. V J- End kN
B14	P3	PTE 10"x9.27mm	$0,151 = 0 + 0,151 + 0$	C3	0,04	0	26,701	0
B15	P3	PTE 10"x9.27mm	$0,364 = 0,003 + 0,361 + 0,008$	C3	0,077	0,008	22,7607	24,2579
B16	P3	PTE 10"x9.27mm	$0,018 = 0 + 0,018 + 0$	C3	0,013	0,0002734	0	8,7846
B5	P2	TUB 300x300x10mm	$0,06 = 0,002 + 0,027 + 0,031$	C6	0,004	0,015	0	0
B20	P2	TUB 300x300x10mm	$0,007 = 0,001 + 0,003 + 0,003$	C6	0,002	0,000425	0	0
B21	P2	TUB 300x300x10mm	$0,058 = 0,005 + 0,032 + 0,02$	C6	0,012	0,005	0	0
B34	P2	TUB 300x300x10mm	$0,025 = 0,001 + 0,022 + 0,003$	C4	0,008	0,002	0	0
B35	P2	TUB 300x300x10mm	$0,069 = 0,002 + 0,061 + 0,005$	C6	0,012	0,003	0	0
B37	P2	TUB 300x300x10mm	$0,023 = 0 + 0,02 + 0,004$	C1	0,006	0,002	0	0
B39	P2	TUB 300x300x10mm	$0,057 = 0,005 + 0,028 + 0,024$	C6	0,024	0,023	0	0
B40	P2	TUB 300x300x10mm	$0,035 = 0,005 + 0,023 + 0,007$	C4	0,054	0,003	0	0
B41	P2	TUB 300x300x10mm	$0,017 = 0,004 + 0,01 + 0,003$	C3	0,022	0,0002213	0	0
B42	P2	TUB 300x300x10mm	$0,072 = 0,002 + 0,032 + 0,038$	C6	0,006	0,003	0	0
B43	P2	TUB 300x300x10mm	$0,021 = 0,001 + 0,008 + 0,012$	C6	0,003	0,003	0	0
B44	P2	TUB 300x300x10mm	$0,018 = 1,585E-04 + 0,016 + 0,001$	C1	0,005	0	0	0
B45	P2	TUB 300x300x10mm	$0,127 = 2,872E-04 + 0,063 + 0,064$	C6	0,022	0,025	0	0
B46	P2	TUB 300x300x10mm	$0,018 = 2,693E-04 + 0,006 + 0,012$	C6	0,004	0,004	0	0
B1	P1	PTE 16"x9.27mm	$0,035 = 0,002 + 0,032 + 0,003$	C6	0,02	0,001	0	0
B2	P1	PTE 10"x9.27mm	$0,034 = 3,691E-04 + 0,031 + 0,015$	C6	0,015	0,002	0	0
B3	P1	TUB 300x300x10mm	$0,061 = 4,906E-04 + 0,042 + 0,019$	C6	0,012	0,005	0	0
B9	P1	TUB 300x300x10mm	$0,173 = 0,003 + 0,102 + 0,068$	C6	0,037	0,026	0	0
B10	P1	TUB 300x300x10mm	$0,101 = 0,002 + 0,069 + 0,03$	C6	0,026	0,011	0	0
B12	P1	TUB 300x300x10mm	$0,008 = 0,004 + 0,003 + 1,671E-04$	C4	0,002	0,0002118	0	0
B13	P1	TUB 300x300x10mm	$0,034 = 0,005 + 0,028 + 0,002$	C6	0,007	0,0001287	0	0
B17	P1	TUB 300x300x10mm	$0,187 = 0,006 + 0,176 + 0,005$	C6	0,058	0,007	0	0
B18	P1	TUB 300x300x10mm	$0,33 = 0,023 + 0,277 + 0,03$	C6	0,063	0,002	0	0



B19	P1	TUB 300x300x10mm	$0,128 = 0,01 + 0,085 + 0,034$	C6	0,01	0,024	0	0
B25	P1	TUB 300x300x10mm	$0,089 = 0,01 + 0,079 + 0,001$	C6	0,035	0,0002663	0	0
B26	P1	TUB 300x300x10mm	$0,207 = 0,001 + 0,204 + 0,002$	C6	0,054	0,0004088	0	0
B27	P1	TUB 300x300x10mm	$0,074 = 0,004 + 0,058 + 0,013$	C6	0,009	0,003	0	0
B28	P1	TUB 300x300x10mm	$0,221 = 0,004 + 0,193 + 0,025$	C6	0,091	0,024	0	0
B29	P1	TUB 300x300x10mm	$0,062 = 0,001 + 0,058 + 0,003$	C6	0,025	0,003	0	0
B30	P1	TUB 300x300x10mm	$0,022 = 0 + 0,019 + 0,003$	C1	0,006	0,001	0	0
B31	P1	TUB 300x300x10mm	$0,049 = 2,506E-04 + 0,038 + 0,011$	C6	0,015	0,005	0	0
B32	P1	TUB 300x300x10mm	$0,071 = 0,001 + 0,034 + 0,036$	C6	0,015	0,015	0	0
B33	P1	TUB 300x300x10mm	$0,305 = 0,003 + 0,205 + 0,097$	C6	0,06	0,036	0	0



Diseño de Columnas (Anexo 2).

Label	Story	Section	Moment Interaction Check	PMM Combo	V22 Ratio	V33 Ratio	Conn. P I-End kN	Conn. P J-End kN
D1	P3	PTE 16"x9.27mm	$0,061 = 0,022 + 0,039 + 0,001$	C4	0,026	0,001	-124,5036	-29,9385
D4	P3	PTE 16"x9.27mm	$0,156 = 0,016 + 0,049 + 0,131$	C6	0,026	0,028	-210,7552	-48,0377
D8	P3	PTE 16"x9.27mm	$0,107 = 0,022 + 0,079 + 0,03$	C4	0,05	0,005	-140,2809	-86,412
D10	P3	PTE 16"x9.27mm	$0,106 = 0,013 + 0,093 + 1,675E-04$	C3	0,018	0,002	-111,5097	-77,7756
D20	P2	PTE 16"x9.27mm	$0,016 = 0,003 + 0,002 + 0,013$	C6	0,002	0,003	17,2552	19,8569
D21	P2	PTE 16"x9.27mm	$0,012 = 0,002 + 0,01 + 0,001$	C1	0,003	0,001	-15,4915	-12,3336
D5	P1	PTE 10"x9.27mm	$0,047 = 0,008 + 0,009 + 0,037$	C6	0,003	0,004	-35,6073	-34,2412
D6	P1	PTE 10"x9.27mm	$0,038 = 0,007 + 0,017 + 0,026$	C6	0,003	0,003	-30,5247	-29,1585
D7	P1	PTE 16"x9.27mm	$0,097 = 0,027 + 0,069 + 0,01$	C4	0,026	0,002	-190,8188	-189,7046
D9	P1	PTE 16"x9.27mm	$0,093 = 0,023 + 0,068 + 0,017$	C4	0,029	0,007	-163,9257	-162,927
D2	P1	PTE 10"x9.27mm	$0,2 = 0,042 + 0,157 + 0,005$	C6	0,041	0,002	-185,8498	-185,1519
D3	P1	PTE 10"x9.27mm	$0,057 = 0,004 + 0,044 + 0,03$	C6	0,018	0,007	19,1298	19,7553

Label	Story	Section	Moment Interaction Check	PMM Combo	V22 Ratio	V33 Ratio	Class
C2	P3	PTE 16"x9.27mm	$0,051 = 0,006 + 0,01 + 0,044$	C4	0,002	0,031	Compact
C3	P3	PTE 16"x9.27mm	$0,037 = 0,013 + 0,02 + 0,014$	C4	0,004	0,002	Compact



Resumen de diseño de elementos, valores de demanda/Capacidad.

Story	Label	Unique Name	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio
P3	C2	3	Column	PTE 16"x9.27mm	No Message	C4(C)	0,051
P3	C3	6	Column	PTE 16"x9.27mm	No Message	C4(C)	0,037
P3	B14	24	Beam	PTE 10"x9.27mm	No Message	C3(C)	0,151
P3	B15	25	Beam	PTE 10"x9.27mm	No Message	C3(C)	0,214
P3	B15		Beam	PTE 10"x9.27mm	No Message	C3(T)	0,364
P3	B16	26	Beam	PTE 10"x9.27mm	No Message	C20(C)	0,014
P3	B16		Beam	PTE 10"x9.27mm	No Message	C3(T)	0,018
P2	B5	13	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,06
P2	B20	72	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,007
P2	B21	41	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,058
P2	B34	67	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C4(T)	0,025
P2	B35	56	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,069
P2	B37	58	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C1(T)	0,023
P2	B39	64	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,054
P2	B39		Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,057
P2	B40	65	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C4(C)	0,035
P2	B40		Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C4(T)	0,023
P2	B41	66	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C3(C)	0,017
P2	B42	69	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,072
P2	B43	70	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,021
P2	B44	71	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C1(C)	0,018
P2	B44		Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,017
P2	B45	75	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,127
P2	B46	76	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,018
P1	B1	10	Beam	PTE 16"x9.27mm	No Message	C6(T)	0,035
P1	B2	11	Beam	PTE 10"x9.27mm	No Message	C6(C)	0,034
P1	B3	12	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,061
P1	B9	1	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,173
P1	B10	15	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,101
P1	B12	17	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C4(T)	0,008
P1	B13	18	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,034
P1	B17	19	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,187
P1	B18	20	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,33
P1	B19	21	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,128
P1	B25	31	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,089
P1	B26	32	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,207
P1	B26		Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,107
P1	B27	33	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,074
P1	B28	34	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,221
P1	B28		Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,195
P1	B29	35	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,062
P1	B30	27	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C1(C)	0,022
P1	B30		Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,021
P1	B31	22	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,049
P1	B32	16	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(C)	0,071
P1	B33	14	Beam	TUB 300x300x10mm	No Message	C6(T)	0,305
P3	D1	2	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C4(C)	0,061
P3	D4	7	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C6(C)	0,156
P3	D8	62	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C4(C)	0,107
P3	D10	63	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C3(C)	0,106
P2	D20	73	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C1(C)	0,009
P2	D20		Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C6(T)	0,016
P2	D21	74	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C1(C)	0,012



P1	D5	8	Brace	PTE 10"x9.27mm	No Message	C6(C)	0,047
P1	D6	9	Brace	PTE 10"x9.27mm	No Message	C6(C)	0,038
P1	D7	28	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C4(C)	0,097
P1	D9	30	Brace	PTE 16"x9.27mm	No Message	C4(C)	0,093
P1	D2	4	Brace	PTE 10"x9.27mm	No Message	C6(C)	0,2
P1	D3	5	Brace	PTE 10"x9.27mm	No Message	C6(T)	0,057



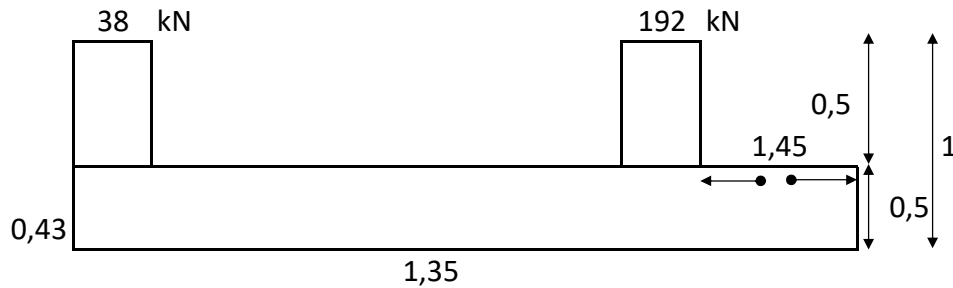
Diseño de Cimentación (Anexo 3).

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
P2	14	18	S	-0,2741	-3,616	1,661	0	0	0
P2	14	18	S1 Max	-0,2477	-2,7089	1,6181	0	0	0
P2	14	18	S2 Max	-0,2511	-2,7486	1,6197	0	0	0
P2	14	18	S3 Max	-0,1514	-0,4547	1,5332	0	0	0
P2	14	18	S4 Max	-0,1559	-0,5078	1,5354	0	0	0
P2	14	18	S5 Max	-0,0868	-0,2331	0,9215	0	0	0
P2	14	18	S6 Max	-0,0913	-0,2862	0,9237	0	0	0
P2	16	22	S	-0,7636	-4,8526	6,2672	0	0	0
P2	16	22	S1 Max	-0,6505	-3,784	6,3919	0	0	0
P2	16	22	S2 Max	-0,6845	-3,7473	6,3961	0	0	0
P2	16	22	S3 Max	-0,4395	-2,1823	5,0182	0	0	0
P2	16	22	S4 Max	-0,4849	-2,1332	5,0238	0	0	0
P2	16	22	S5 Max	-0,2258	-1,3072	3,011	0	0	0
P2	16	22	S6 Max	-0,2712	-1,2582	3,0166	0	0	0
Base	1	4	S	0,5317	86,9463	132,0127	0	0	0
Base	1	4	S1 Max	0,6202	80,7598	129,3477	0	0	0
Base	1	4	S2 Max	0,5999	80,7611	129,3576	0	0	0
Base	1	4	S3 Max	0,7446	55,6361	98,2101	0	0	0
Base	1	4	S4 Max	0,7175	55,6378	98,2233	0	0	0
Base	1	4	S5 Max	0,4664	33,388	58,9319	0	0	0
Base	1	4	S6 Max	0,4393	33,3897	58,9451	0	0	0
Base	3	7	S	-3,6115	8,212	208,2684	0	0	0
Base	3	7	S1 Max	-3,0757	7,9045	211,9572	0	0	0
Base	3	7	S2 Max	-3,0831	7,9041	211,9338	0	0	0
Base	3	7	S3 Max	-1,5733	6,1279	164,3805	0	0	0
Base	3	7	S4 Max	-1,5832	6,1273	164,3493	0	0	0
Base	3	7	S5 Max	-0,9367	3,6852	98,6493	0	0	0
Base	3	7	S6 Max	-0,9466	3,6846	98,618	0	0	0
Base	7	10	S	8,0997	-85,064	192,904	0	0	0
Base	7	10	S1 Max	6,9667	-80,881	189,7708	0	0	0
Base	7	10	S2 Max	6,9643	-80,885	189,7673	0	0	0
Base	7	10	S3 Max	3,5648	-58,030	142,2605	0	0	0
Base	7	10	S4 Max	3,5617	-58,036	142,2557	0	0	0
Base	7	10	S5 Max	2,1415	-34,812	85,3641	0	0	0
Base	7	10	S6 Max	2,1384	-34,818	85,3594	0	0	0
Base	9	13	S	2,6382	-3,575	38,5177	0	0	0
Base	9	13	S1 Max	2,3174	-3,1484	34,1461	0	0	0
Base	9	13	S2 Max	2,3176	-3,1495	34,1437	0	0	0
Base	9	13	S3 Max	1,3376	-1,8261	20,9527	0	0	0
Base	9	13	S4 Max	1,3379	-1,8277	20,9495	0	0	0
Base	9	13	S5 Max	0,8026	-1,0945	12,5742	0	0	0
Base	9	13	S6 Max	0,8029	-1,096	12,571	0	0	0
Base	15	19	S	0,0044	-20,587	2,5139	0	0	0
Base	15	19	S1 Max	-0,0368	-16,973	2,4919	0	0	0
Base	15	19	S2 Max	-0,0366	-17,021	2,4892	0	0	0
Base	15	19	S3 Max	-0,1521	-6,7306	2,3678	0	0	0



Base	15	19	S4 Max	-0,1517	-6,7947	2,3642	0	0	0
Base	15	19	S5 Max	-0,0912	-3,987	1,4249	0	0	0
Base	15	19	S6 Max	-0,0908	-4,0511	1,4214	0	0	0
Base	16	21	S	0,1145	-48,833	-22,4565	0	0	0
Base	16	21	S1 Max	0,0727	-42,606	-19,7804	0	0	0
Base	16	21	S2 Max	0,0698	-42,609	-19,7806	0	0	0
Base	16	21	S3 Max	-0,0945	-24,621	-11,9079	0	0	0
Base	16	21	S4 Max	-0,0983	-24,624	-11,9081	0	0	0
Base	16	21	S5 Max	-0,0534	-14,77	-7,144	0	0	0
Base	16	21	S6 Max	-0,0572	-14,773	-7,1442	0	0	0
Base	5	8	S	-4,4674	81,582	89,5761	0	0	0
Base	5	8	S1 Max	-4,0629	70,5158	79,7062	0	0	0
Base	5	8	S2 Max	-4,0787	70,4816	79,6551	0	0	0
Base	5	8	S3 Max	-2,4262	36,935	48,7189	0	0	0
Base	5	8	S4 Max	-2,4472	36,8894	48,6508	0	0	0
Base	5	8	S5 Max	-1,4433	22,1976	29,2764	0	0	0
Base	5	8	S6 Max	-1,4644	22,152	29,2083	0	0	0
Base	35	57	S	-2,272	-10,212	-0,3346	0	0	0
Base	35	57	S1 Max	-1,721	-8,7488	3,0256	0	0	0
Base	35	57	S2 Max	-1,7339	-8,758	2,9357	0	0	0
Base	35	57	S3 Max	-0,5671	-4,4147	11,3523	0	0	0
Base	35	57	S4 Max	-0,5843	-4,4271	11,2324	0	0	0
Base	35	57	S5 Max	-0,3303	-2,6272	6,88	0	0	0
Base	35	57	S6 Max	-0,3474	-2,6395	6,76	0	0	0

Zapata Combinada tipo I



$F_y = 420 \text{ MPa}$
 $F'_c = 28 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_a = 140 \text{ kN/m}^2$
 $P_u = 192 \text{ kN}$
 $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
 $b_A = 0,60 \text{ m}$
 $h_A = 0,60 \text{ m}$
 $b_B = 0,35 \text{ m}$
 $h_B = 0,35 \text{ m}$

1. Evaluación del espesor de zapata

1.1 Espesor evaluado según ℓ_d columna.

$\ell_d = 0,30 \text{ m}$
 $\ell_d + r = 0,38 < e \quad \text{Ok}$

$\psi_e = 1$
 $\phi_v = 0,02 \text{ m}$
 $\lambda = 1$

2. Cálculo del esfuerzo disponible del suelo (q_e).

Col A

$q_e = 120 \text{ kN/m}^2$

Col B

$q_e = 132 \text{ kN/m}^2$

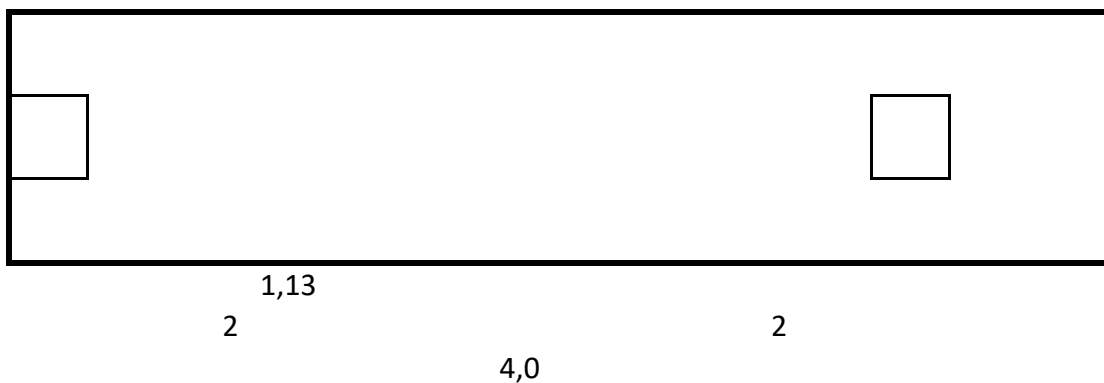
3. Cálculo del área de la zapata.

Col A

$A = 1,92 \text{ m}^2$

$L_{dis} = 4,0 \text{ m} \quad \times \quad 3,00 \text{ m}$

$A_{dis} = 12,0 \text{ m}^2$



4. Verificar rigidez relativa (ACI 336)

$K_{75} = 3,2 \text{ Kg}$

$I = 3,1E+06 \text{ cm}^4$
 $E_c = 206368,6$

$\lambda_{Lc} = 258$

$\lambda_c = 0,004$

$K_c = 2,13 \text{ Kg}$

$K_c (B \cdot L) = 1,95 \text{ Kg}$

$135 \text{ cm} \leq 451 \text{ cm} \quad \text{Cimentación rígida}$

145 cm \leq 399 cm Cimentación rígida

$q_u = 28,8 \text{ kN}$

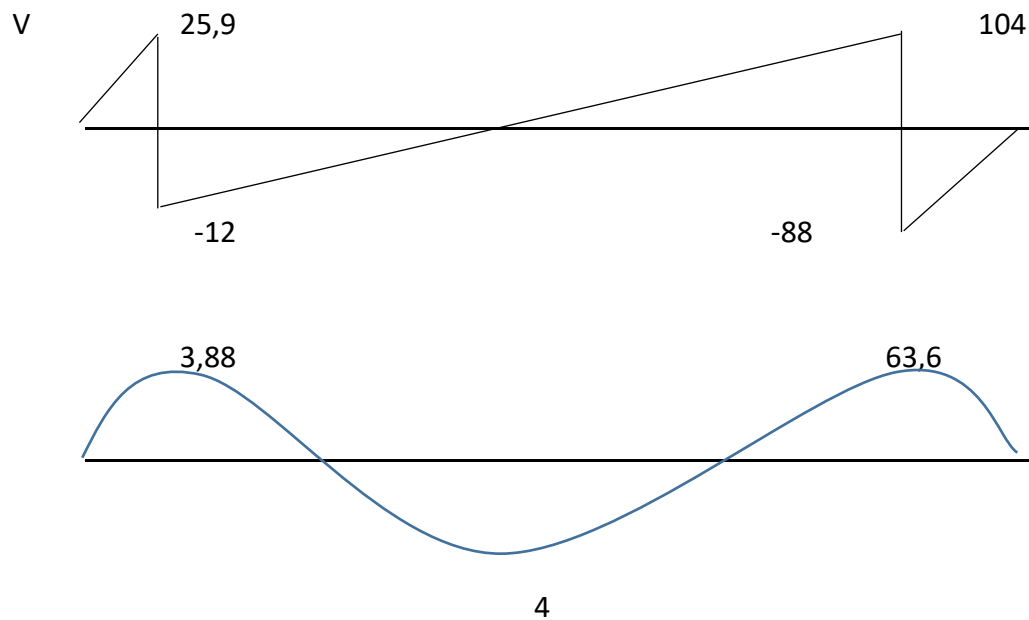
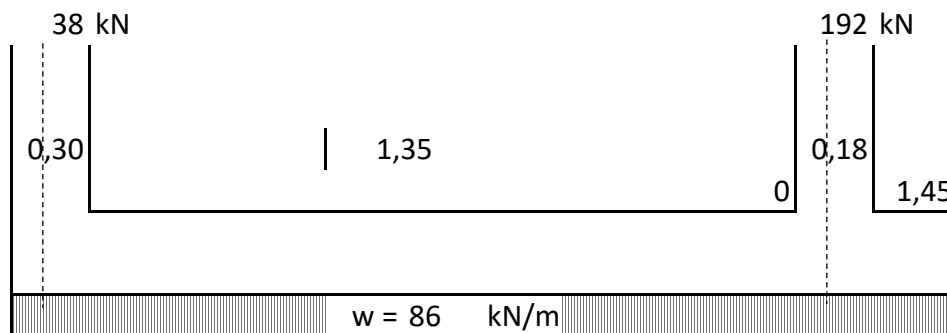
5. Cálculo fuerza reacción del suelo

$W_u = 86,3 \text{ kN/m}$

Carga última columnas A y B

A $P_u = 38 \text{ kN}$

B $P_u = 192 \text{ kN}$



6. Revisión del cortante V_{u1}

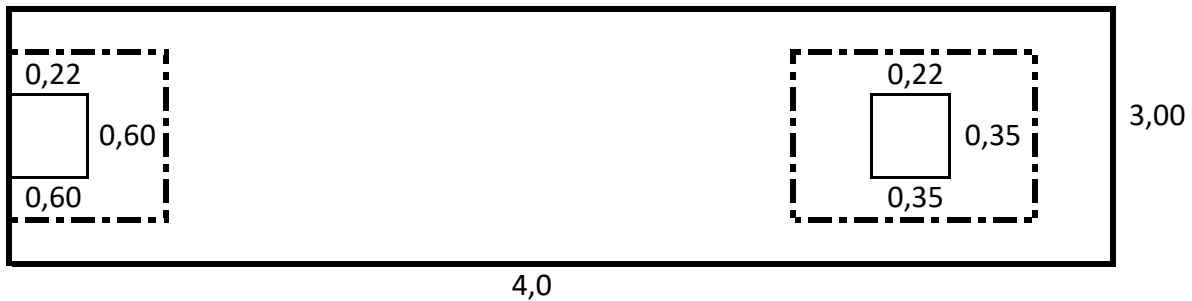
$$V_{u1} \leq \phi V_c$$

$$104312,5 \text{ N} \leq 145053,32 \text{ N} \quad \text{Ok}$$

7. Revisión cortante Vu2

A Vu2 = 13,9 kN

B Vu2 = 175



II. Altura efectiva. $d_{min} \leq d$

$$\lambda = 1 \quad \beta = 1,33 \quad b_o = 3,1 \text{ m} \quad \alpha = 40$$

$$d_{min} = 33 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$d_{min} = \frac{V_{u2}}{\phi * 0,17 * (1 + \frac{2}{\beta}) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} = 84,9 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$d_{min} = \frac{V_{u2}}{\phi * 0,083 * (\frac{\alpha * d}{b_o} + 2) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} = 42,7 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$d_{min} = \frac{V_{u2}}{\phi * 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

7. Diseño a flexión.

a	b	c
0,002322 m2	0,002322 m2	0,002322 m2
0,002322 m2	0,002322 m2	0,0023857 m2

a

b

c

K 42 kN/m2

m 17,6

cuant 0,000111

K 44 kN/m2

m 17,6

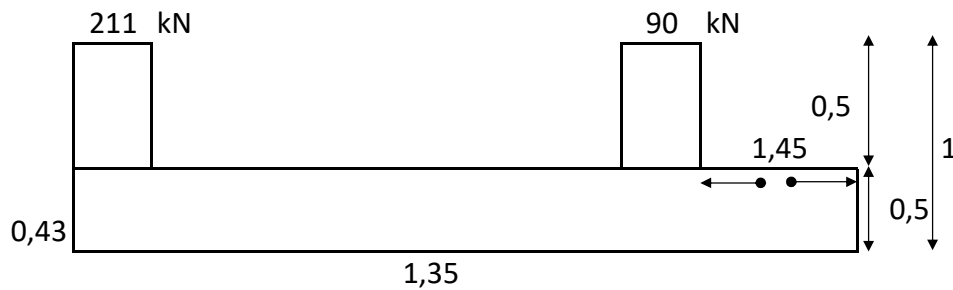
cuan 0,0001172

K 687,7 kN/m2

m 17,6

cuan 0,001849

Zapata Combinada tipo 2



$F_y = 420 \text{ MPa}$
 $F'_c = 28 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_a = 140 \text{ kN/m}^2$
 $P_u = 192 \text{ kN}$
 $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
 $b_A = 0,60 \text{ m}$
 $h_A = 0,60 \text{ m}$
 $b_B = 0,35 \text{ m}$
 $h_B = 0,35 \text{ m}$

1. Evaluación del espesor de zapata

1.1 Espesor evaluado según ℓ_d columna.

$\ell_d = 0,30 \text{ m}$
 $\ell_d + r = 0,38 < e \quad \text{Ok}$

$\psi_e = 1$
 $\phi_v = 0,02 \text{ m}$
 $\lambda = 1$

2. Cálculo del esfuerzo disponible del suelo (q_e).

Col A

$q_e = 120 \text{ kN/m}^2$

Col B

$q_e = 132 \text{ kN/m}^2$

3. Cálculo del área de la zapata.

Col A

$A = 2,52 \text{ m}^2$

$L_{dis} = 5,0 \text{ m} \quad \times \quad 3,00 \text{ m}$

$A_{dis} = 15,0 \text{ m}^2$



4. Verificar rigidez relativa (ACI 336)

$K_{75} = 3,2 \text{ Kg}$

$I = 3,1E+06 \text{ cm}^4$
 $E_c = 206368,6$

$\lambda_{Lc} = 261$

$\lambda_c = 0,004$

$K_c = 2,13 \text{ Kg}$

$K_c (B \cdot L) = 1,85 \text{ Kg}$

$135 \text{ cm} \leq 457 \text{ cm} \quad \text{Cimentación rígida}$

145 cm \leq 405 cm Cimentación rígida

$$q_u = 30,1 \text{ kN}$$

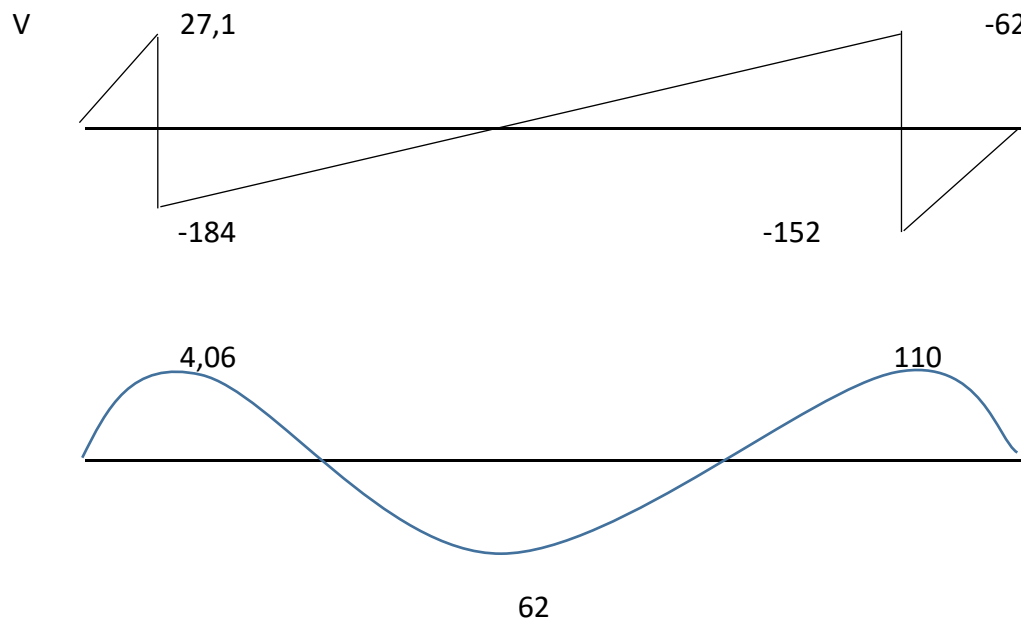
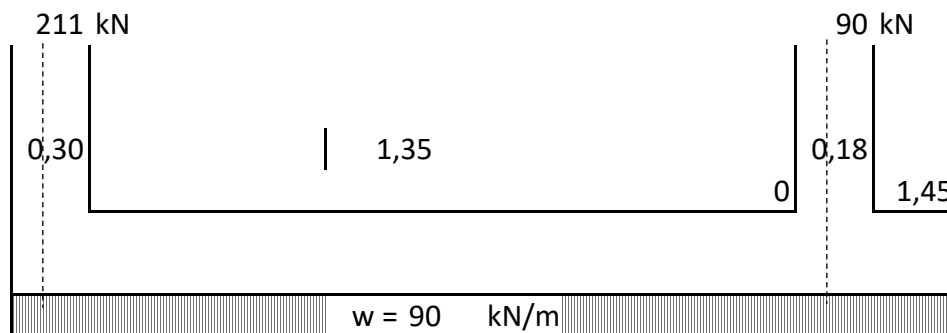
5. Cálculo fuerza reacción del suelo

$$W_u = 90,3 \text{ kN/m}$$

Carga última columnas A y B

$$\text{A } P_u = 211 \text{ kN}$$

$$\text{B } P_u = 90 \text{ kN}$$



6. Revisión del cortante V_{u1}

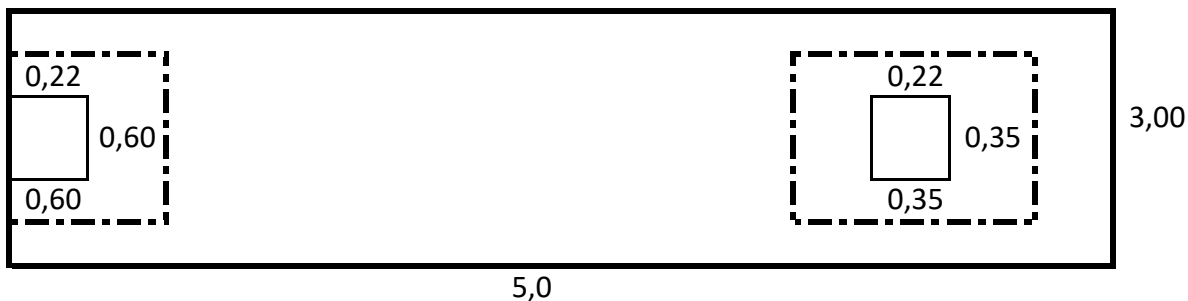
$$V_{u1} \leq \phi V_c$$

$$27090 \text{ N} \leq 145053,32 \text{ N} \quad \text{Ok}$$

7. Revisión cortante Vu2

A $V_{u2} = 186 \text{ kN}$

B $V_{u2} = 71,7$



II. Altura efectiva. $d_{min} \leq d$

$$\lambda = 1 \quad \beta = 1,67 \quad b_o = 3,1 \text{ m} \quad \alpha = 40$$

$d_{min} = 15 \text{ mm} \quad \text{Ok}$

$$d_{min} = \frac{V_{u2}}{\phi * 0,17 * (1 + \frac{2}{\beta}) * \lambda * \sqrt{f'} * c * b_o}$$

$d_{min} = 34,9 \text{ mm} \quad \text{Ok}$

$$d_{min} = \frac{V_{u2}}{\phi * 0,083 * (\frac{\alpha * d}{b_o} + 2) * \lambda * \sqrt{f'} * c * b_o}$$

$d_{min} = 17,5 \text{ mm} \quad \text{Ok}$

$$d_{min} = \frac{V_{u2}}{\phi * 0,33 * \lambda * \sqrt{f'} * c * b_o}$$

7. Diseño a flexión.

a	b	c
0,002322 m2	0,0023283 m2	0,002322 m2
0,002322 m2	0,002322 m2	0,004188 m2

a

b

c

K 44 kN/m^2

m $17,6$

cuan $0,000116$

K 671 kN/m^2

m $17,6$

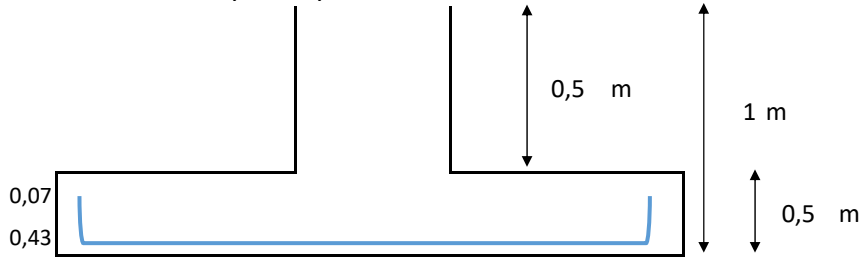
cuan $0,0018049$

K 1192 kN/m^2

m $17,6$

cuan $0,003247$

→ Dimensión de Zapata tipo 3



$$\begin{aligned} F_y &= 420 \text{ MPa} \\ F'_c &= 28 \text{ MPa} \\ \gamma_s &= 18,1 \text{ kN/m}^3 \\ \sigma_a &= 140,0 \text{ kN/m}^2 \\ P_u &= 140 \text{ kN} \\ \gamma_c &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ b &= 0,40 \text{ m} \\ h &= 0,40 \text{ m} \end{aligned}$$

1. Evaluación del espesor de zapata

1.1 Espesor evaluado según ℓ_d columna.

$$\begin{aligned} \ell_d &= 0,30 \text{ m} \\ \ell_d + r &= 0,37 < e \quad \text{Ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \psi_e &= 1 \\ \phi_v &= 0,016 \text{ m} \\ \lambda &= 1 \end{aligned}$$

1.2 Espesor evaluado según cortante

$$V_u \leq \phi V_c$$

2. Cálculo del esfuerzo disponible del suelo (q_e).

$$q_e = 119 \text{ kN/m}^2$$

3. Cálculo del área de la zapata.

$$\begin{aligned} A &= 1,2 \text{ m}^2 \\ L_{dis} &= 3,00 \text{ m} \quad \times \quad 3,00 \text{ m} \\ A_{dis} &= 9,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

4. Cálculo del esfuerzo último del suelo (q_u)

$$F.S. = 1,5$$

$$q_u = 23,3 \text{ kN/m}^2$$

5. Revisión del cortante bidireccional (V_{u2})

$$V_{u2} \leq \phi V_c$$

$$A_p = 0,69 \text{ m}^2$$

$$V_{u2} = 194 \text{ kN}$$

6. Revisión cortante unidireccional (V_{u1})

$$A_1 = 2,61 \text{ m}^2$$

$$A2 = 2,61 \text{ m}^2$$

$$Vu1 = 60,9 \text{ kN} \rightarrow a$$

$$Vu1 = 60,9 \text{ kN} \rightarrow b$$

$$Vu1 \leq \phi Vc$$

$$a. \quad 60,9 \leq 5,1E+06 \quad \text{Ok}$$

$$b. \quad 60,9 \leq 5,1E+06 \quad \text{Ok}$$

II. Altura efectiva. $d_{min} \leq d$

$$\lambda = 1 \quad \beta = 1 \quad b_o = 3,3 \text{ m} \quad \alpha = 40$$

$$d_{min} \quad 27,2 \text{ mm} \quad \text{Ok} \quad d_{min} = \frac{Vu1}{\phi * 0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

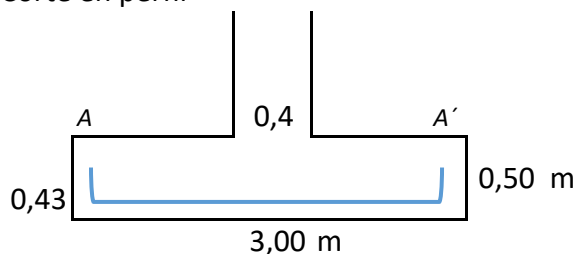
$$d_{min} \quad 29 \text{ mm} \quad \text{Ok} \quad d_{min} = \frac{Vu2}{\phi * 0,17 * (1 + \frac{2}{\beta}) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} \quad 88,1 \text{ mm} \quad \text{Ok} \quad d_{min} = \frac{Vu2}{\phi * 0,083 * (\frac{\alpha * d}{b_o} + 2) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d_{min} \quad 44,6 \text{ mm} \quad \text{Ok} \quad d_{min} = \frac{Vu2}{\phi * 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o}$$

8. Diseño a flexión.

Corte en perfil



$$Wu = 70 \text{ kN/m}$$

$$Mu = 59,2 \text{ kN.m} \quad Mu = \frac{Wu * a^2}{2}$$

$$K = 107 \text{ kN/m}^2$$

$$m = 17,6$$

$$\rho = 0,000283$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{dis}} < \rho_{\max}$$

$$0,0018 < 0,0003 < 0,025$$

Ok

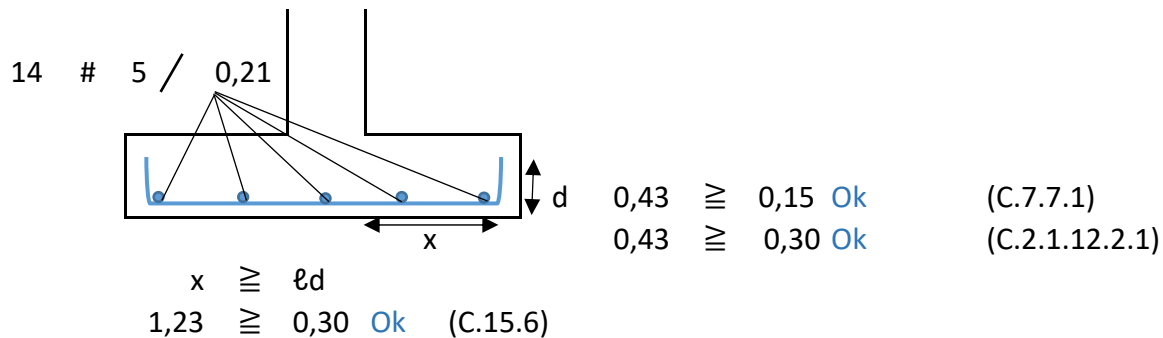
$$\rho_{\text{dis}} = 0,0018$$

$$A_s = 0,00232 \text{ m}^2 \quad \text{Und} = 14 \quad \# = 5$$

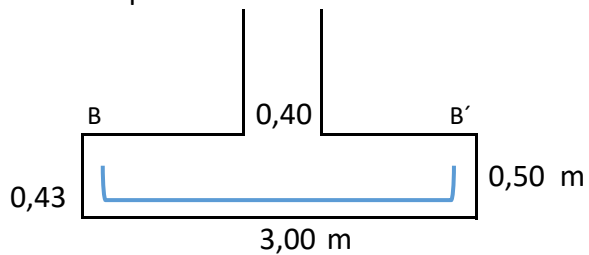
$$A_{st} = 0,00279 \text{ Ok} \quad A = 0,000199 \text{ m}^2$$

→ 14 Var # 5 @ 0,21 m

Longitud de desarrollo r.



Corte en perfil



$$W_u = 70 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 59,2 \text{ kN.m} \quad M_u = \frac{W_u * a^2}{2}$$

$$K = 107 \text{ kN/m}^2$$

$$m = 17,6$$

$$\rho = 0,000283$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{dis}} < \rho_{\max}$$

$$0,0018 < 0,0003 < 0,025$$

Ok

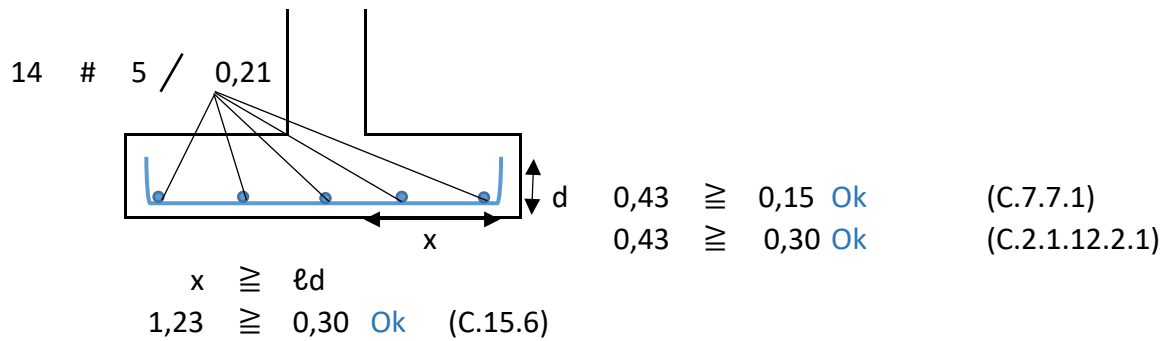
$$\rho_{\text{dis}} = 0,0018$$

$$A_s = 0,00232 \text{ m}^2 \quad \text{Und} = 14 \quad \# = 5$$

$$A_{st} = 0,00279 \text{ Ok} \quad A = 0,000199 \text{ m}^2$$

→ 14 Var # 5 @ 0,21 m

Longitud de desarrollo r.

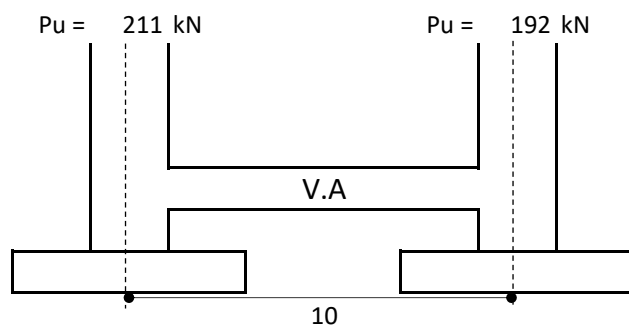


9. Revisión por aplastamiento.

$$P_u \leq (0,85 * F'c) * \phi_q * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{C.14.1})$$

$$2,33, \text{E}+04 \leq 2,48, \text{E}+06 \rightarrow \text{No necesita de pedestal}$$

Geometría de la viga de amarre.



$$\begin{aligned} F_y &= 420 \text{ MPa} \\ F'_c &= 28 \text{ MPa} \\ B &= 0,80 \text{ m} \\ H &= 0,50 \text{ m} \\ d &= 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

1. Dimensión de viga. DMO

$$\begin{aligned} B &\geq 0,33 \\ B_{dis} &= 0,5 \quad \text{Ok} \end{aligned}$$

2. Carga axial de diseño

$$P_u = 13,2 \text{ kN}$$

3. Diseño a tracción

$$P_u \leq 0,9 \cdot F_y \cdot A_s$$

$$A_s = 0,000035 \text{ cm}^2$$

4. Refuerzo

$$\#V = 5 \quad A_V = 0,000199 \text{ m}^2$$

$$U_{nd} = 3$$

$$A_{dis} = 0,000597 \text{ m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$P_u \leq \phi \cdot 0,75 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s))$$

$$13,2 \leq 4634 \quad \text{Ok}$$

5. Control de asentamientos

$$\Delta = 0,01 \text{ m} \quad E = 20637 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 0,051592 \text{ kN.m}$$

$$I = 0,0083 \text{ m}^4$$

6. Diseño a flexión.

Se diseña a flexión por el metodo de resitencia última teniendo en cuenta el uso de cuantía mínima.

$$\rho_{dis} = 0,0033$$

$$A_s = 0,001188 \text{ m}^2$$

$$U_{nd} = 5$$

$$A_{st} = 0,001435 \text{ m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$\# = 7 \quad A = 0,00029 \text{ m}^2$$

7. Cortante

$$\# V \quad 3 \quad D_b = 0,019 \text{ m}$$

Zona confinada DMO C.21.3.4.6

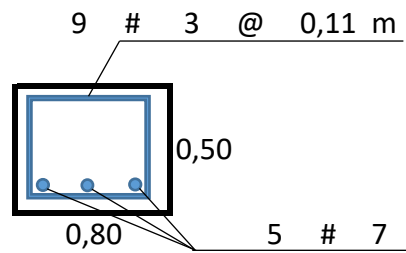
$$s \leq 0,15 \text{ m}$$

$$s \leq 0,11 \text{ m}$$

$$s \leq 0,11 \text{ m}$$

Zona no confinada

$$s \leq 0,23 \text{ m}$$





Diseño de anclajes y soldaduras (Anexo 4)



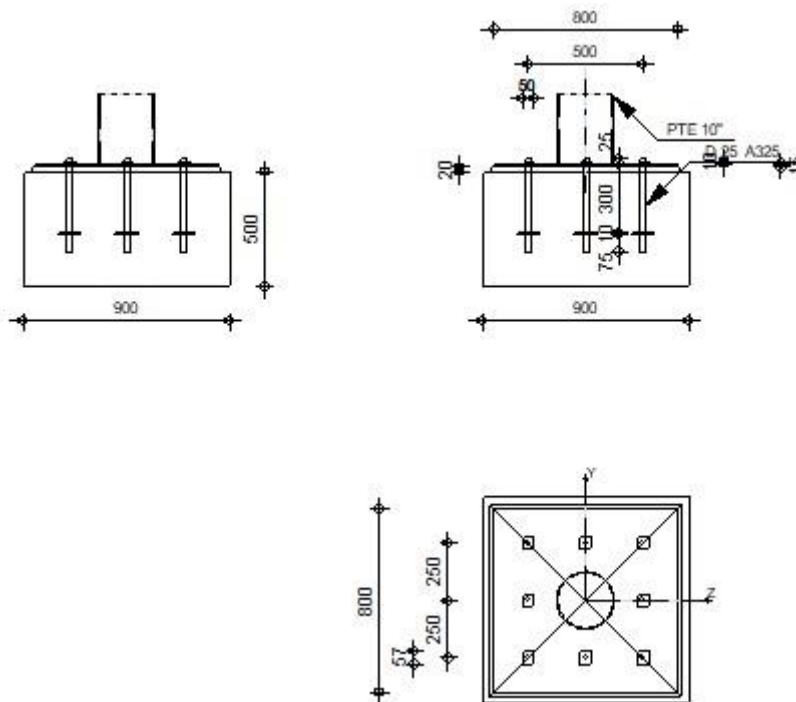
Robot Structural Analysis Professional 2023

Anclaje tipo I

Design of fastenings in concrete



Ratio
0,74



General

Connection no.: 2

Connection name: Fixed column base

Geometry

Column

Section:

PTE 10"

$L_c = 1,00$ [m] Column length

$\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle



$L_c = 1,00$ [m] Column length

$h_c = 250$ [mm] Height of column section

$b_{fc} = 250$ [mm] Width of column section

$t_{wc} = 9$ [mm] Thickness of the web of column section

$t_{fc} = 9$ [mm] Thickness of the flange of column section

$r_c = 0$ [mm] Radius of column section fillet

$A_c = 70,11$ [cm²] Cross-sectional area of a column

$I_{yc} = 5085,97$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section

Material: STEEL A500-50

$f_{yc} = 344,74$ [MPa] Resistance

$f_{uc} = 427,47$ [MPa] Yield strength of a material

Column base

$l_{pd} = 800$ [mm] Length

$b_{pd} = 800$ [mm] Width

$t_{pd} = 15$ [mm] Thickness

Material: STEEL A572 Gr 50

$f_{ypd} = 350,00$ [MPa] Resistance

$f_{upd} = 420,00$ [MPa] Yield strength of a material

Anchorage

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = A325 Anchor class

$f_{yb} = 723,95$ [MPa] Yield strength of the anchor material

$f_{ub} = 827,37$ [MPa] Tensile strength of the anchor material

$d = 25$ [mm] Bolt diameter



The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = A325 Anchor class

$A_s = 5,06 \text{ [cm}^2\text{]}$ Effective section area of a bolt

$A_v = 5,07 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area of bolt section

$n_H = 3$ Number of bolt columns

$n_V = 3$ Number of bolt rows

Horizontal spacing $e_{Hi} = 250 \text{ [mm]}$

Vertical spacing $e_{Vi} = 250 \text{ [mm]}$

Anchor dimensions

$L_1 = 25 \text{ [mm]}$

$L_2 = 300 \text{ [mm]}$

$L_3 = 75 \text{ [mm]}$

Anchor plate

$d = 100 \text{ [mm]}$ Diameter

$t_p = 10 \text{ [mm]}$ Thickness

Material: STEEL A36

$f_y = 248,21 \text{ [MPa]}$ Resistance

$f_{yw} = 241,32 \text{ [MPa]}$ Resistance

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor

$\gamma_C = 1,50$ Partial safety factor



Spread footing

$L = 900$ [mm] Spread footing length

$B = 900$ [mm] Spread footing width

$H = 500$ [mm] Spread footing height

Concrete

Class CONCR_4

$f_{ck} = 27,58$ [MPa] Characteristic resistance for compression

Grout layer

$t_g = 20$ [mm] Thickness of leveling layer (grout)

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Characteristic resistance for compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete

Welds

$a_p = 5$ [mm] Footing plate of the column base

$a_w = 5$ [mm] Wedge

Loads

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = 124,00$ [kN] Axial force

$V_{j,Ed,y} = 116,00$ [kN] Shear force

$V_{j,Ed,z} = 6,30$ [kN] Shear force

Results

Tension zone

STEEL FAILURE

$A_b = 5,06$ [cm²] Effective anchor area

[Table 3.4]

$f_{ub} = 827,37$ [MPa] Tensile strength of the anchor material

[Table 3.4]



STEEL FAILURE

$A_b = 5,06$ [cm²] Effective anchor area [Table 3.4]

$\beta = 0,85$ Reduction factor of anchor resistance [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 256,44$ [kN] Anchor resistance to steel failure [Table 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 723,95$ [MPa] Yield strength of the anchor material CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 305,54$ [kN] Anchor resistance to steel failure CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 256,44$ [kN] Anchor resistance to steel failure

PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} = 27,58$ [MPa] Characteristic compressive strength of concrete EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 73,47$ [cm²] Bearing area of the head CEB [15.1.2.3]

$p_k = 206,84$ [MPa] Characteristic strength of concrete (pull-out) CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2,16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 255,11$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.3]

CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} = 133$ [mm] Effective anchorage depth CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 72,77$ [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 400$ [mm] Critical width of the concrete cone CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 200$ [mm] Critical edge distance CEB [9.2.4]



$N_{Rk,c}^0 = 72,77$ [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 1600,00$ [cm²] Maximum area of concrete cone CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 1000,00$ [cm²] Actual area of concrete cone CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,62$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.2.4]

$c = 200$ [mm] Minimum edge distance from an anchor CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$ Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,0$ Shell spalling factor CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,0$ Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,1/6$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 21,06$ [kN] Design anchor resistance to concrete cone failure EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

SPLITTING FAILURE

$h_{ef} = 280$ [mm] Effective anchorage depth CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 221,45$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 560$ [mm] Critical width of the concrete cone CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 280$ [mm] Critical edge distance CEB [9.2.5]



$$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 221,45 \quad [kN] \quad \text{Design uplift capacity} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 3136,00 \quad [cm^2] \quad \text{Maximum area of concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 1012,50 \quad [cm^2] \quad \text{Actual area of concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,32 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 200 \quad [mm] \quad \text{Minimum edge distance from an anchor} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = \begin{matrix} 0,9 \\ 1 \end{matrix} \quad \text{Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{ec,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Shell spalling factor} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\psi_{h,N} = 0,93 \quad \text{Coeff. related to the foundation height} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 28,06 \quad [kN] \quad \text{Design anchor resistance to splitting of concrete} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 21,06 \quad [kN] \quad \text{Tensile resistance of an anchor}$$

BENDING OF THE BASE PLATE



$l_{eff,1} =$	400	[mm]	Effective length for a single bolt row for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	400	[mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	119	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	5,58	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	5,58	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	187,18	[kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	76,69	[kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	63,17	[kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd} =$	63,17	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$N_{j,Rd} =$	168,44	[kN]	Resistance of a spread footing for axial tension	[6.2.8.3]
--------------	--------	------	--	-----------

Connection capacity check

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,74 < 1,00	verified	(0,74)
---------------------------------------	-------------	----------	--------

Shear

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	1,82	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,y} =$	1,00	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,y} =$	2,50	Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} =$	304,72	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]
-------------------	--------	------	---	-------------

Shear force $V_{j,Ed,z}$



$\alpha_{d,z} = 1,82$	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 304,72 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = 0,25$	Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 5,07 \text{ [cm}^2\text{]}$	Area of bolt section	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 827,37 \text{ [MPa]}$	Tensile strength of the anchor material	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Partial safety factor	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 83,18 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a bolt - without lever arm} \quad [6.2.2.(7)]$$

$\alpha_M = 2,00$	Factor related to the fastening of an anchor in the foundation	CEB [9.3.2.2]
-------------------	--	---------------

$M_{Rk,s} = 1,66 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$	Characteristic bending resistance of an anchor	CEB [9.3.2.2]
---	--	---------------

$l_{sm} = 40 \text{ [mm]}$	Lever arm length	CEB [9.3.2.2]
----------------------------	------------------	---------------

$\gamma_{Ms} = 1,20$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
----------------------	-----------------------	---------------

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 68,76 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a bolt - with lever arm} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 45,48 \text{ [kN]}$	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]
---------------------------------	------------------------	-------------

$k_3 = 2,00$	Factor related to the anchor length	CEB [9.3.3]
--------------	-------------------------------------	-------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
----------------------	-----------------------	---------------

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$



$F_{v,Rd,cp} = 42,11$ [kN] Concrete resistance for pry-out failure

CEB [9.3.1]

CONCRETE EDGE FAILURE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 76,21$ [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,67$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Factor related to the foundation thickness CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,90$ Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Factor related to the angle at which the shear load is applied CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Factor related to the type of edge reinforcement used CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = \frac{V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y}}{\gamma_{Mc}}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 21,17$ [kN] Concrete resistance for edge failure

CEB [9.3.1]

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 76,21$ [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,67$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4]



Shear force $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 76,21 \text{ [kN]} \quad \text{Characteristic resistance of an anchor} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,0 \quad \text{Factor related to the foundation thickness} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,9 \quad \text{Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,0 \quad \text{Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,0 \quad \text{Factor related to the angle at which the shear load is applied} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,0 \quad \text{Factor related to the type of edge reinforcement used} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 21,17 \text{ [kN]} \quad \text{Concrete resistance for edge failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

SPLITTING RESISTANCE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coeff. of friction between the base plate and concrete} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Compressive force} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Slip resistance} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1,4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1,4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$



SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 169,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,68)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 169,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,04)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,72 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,72)$$

Welds between the column and the base plate

$$\sigma_{\perp} = 21,89 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 21,89 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Perpendicular tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 45,49 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 2,47 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Resistance-dependent coefficient} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,08)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,24 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,24)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,12)$$

Weakest component:

FOUNDATION - CONCRETE CONE PULL-OUT FAILURE

Connection conforms to the code	Ratio	0,74
---------------------------------	-------	------



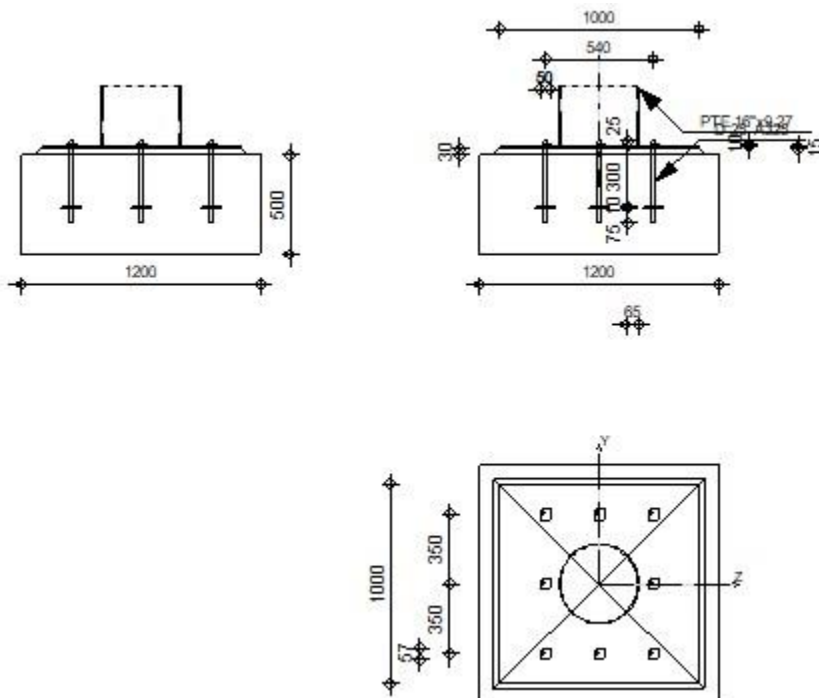
Robot Structural Analysis Professional 2023

Placa base tipo II

Design of fastenings in concrete



Ratio
0,31



General

Connection no.: 3

Connection name: Fixed column base

Geometry

Column

Section: PTE 16"x9.27

$L_c = 2,00$ [m] Column length

$\alpha = 0,0$ [Deg] Inclination angle



$L_c = 2,00$ [m] Column length

$h_c = 400$ [mm] Height of column section

$b_{fc} = 400$ [mm] Width of column section

$t_{wc} = 9$ [mm] Thickness of the web of column section

$t_{fc} = 9$ [mm] Thickness of the flange of column section

$r_c = 0$ [mm] Radius of column section fillet

$A_c = 113,79$ [cm²] Cross-sectional area of a column

$I_{yc} = 21727,73$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section

Material: STEEL A500-50

$f_{yc} = 344,74$ [MPa] Resistance

$f_{uc} = 427,47$ [MPa] Yield strength of a material

Column base

$l_{pd} = 1000$ [mm] Length

$b_{pd} = 1000$ [mm] Width

$t_{pd} = 15$ [mm] Thickness

Material: STEEL A572 Gr 50

$f_{ypd} = 350,00$ [MPa] Resistance

$f_{upd} = 420,00$ [MPa] Yield strength of a material

Anchorage

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = A325 Anchor class

$f_{yb} = 723,95$ [MPa] Yield strength of the anchor material

$f_{ub} = 827,37$ [MPa] Tensile strength of the anchor material

$d = 25$ [mm] Bolt diameter



The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = A325 Anchor class

$A_s = 5,06 \text{ [cm}^2\text{]}$ Effective section area of a bolt

$A_v = 5,07 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area of bolt section

$n_H = 3$ Number of bolt columns

$n_V = 3$ Number of bolt rows

Horizontal spacing $e_{Hi} = 270 \text{ [mm]}$

Vertical spacing $e_{Vi} = 350 \text{ [mm]}$

Anchor dimensions

$L_1 = 25 \text{ [mm]}$

$L_2 = 300 \text{ [mm]}$

$L_3 = 75 \text{ [mm]}$

$f_y = 344,74 \text{ [MPa]}$ Resistance

$f_{yw} = 241,32 \text{ [MPa]}$ Resistance

Material factors

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor

$\gamma_C = 1,50$ Partial safety factor

Spread footing

$L = 1200 \text{ [mm]}$ Spread footing length

$B = 1200 \text{ [mm]}$ Spread footing width

$H = 500 \text{ [mm]}$ Spread footing height

Concrete



Class CONCR_4

$f_{ck} = 27,58$ [MPa] Characteristic resistance for compression

Grout layer

$t_g = 30$ [mm] Thickness of leveling layer (grout)

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Characteristic resistance for compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete

Welds

$a_p = 5$ [mm] Footing plate of the column base

$a_w = 5$ [mm] Wedge

Loads

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = -258,00$ [kN] Axial force

$V_{j,Ed,y} = 114,00$ [kN] Shear force

$V_{j,Ed,z} = 11,57$ [kN] Shear force

Results

Compression zone

COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} = 18,39$ [MPa] Design compressive resistance EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 14,71$ [MPa] Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))}$$

$c = 36$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 80$ [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 471$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 378,91$ [cm²] Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)]



$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))}$$

$$c = 36 \text{ [mm]} \quad \text{Additional width of the bearing pressure zone} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$A_{c1} = 2343,04 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Maximum design area of load distribution} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$$F_{rd,u} = 1732,38 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of concrete} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\beta_j = 0,67 \quad \text{Reduction factor for compression} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$$

$$f_{jd} = 30,48 \text{ [MPa]} \quad \text{Design bearing resistance} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 987,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Bearing area for compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 3008,97 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of concrete for compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 3008,97 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of a spread footing for axial compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

Connection capacity check

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,09)$$

Shear

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 1,82 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 1,00 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 304,72 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$



Shear force $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,80$ Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 304,72$ [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = 0,25$ Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 5,07$ [cm²] Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 827,37$ [MPa] Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 83,18$ [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Factor related to the fastening of an anchor in the foundation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 1,75$ [kN*m] Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 50$ [mm] Lever arm length CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 58,00$ [kN] Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]

CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 125,68$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]



$N_{Rk,c} = 125,68$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 116,37$ [kN] Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]

CONCRETE EDGE FAILURE

Shear force $V_{l,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 105,74$ [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,88$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Factor related to the foundation thickness CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,96$ Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Factor related to the angle at which the shear load is applied CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Factor related to the type of edge reinforcement used CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = \frac{V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y}}{\gamma_{Mc}}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 41,53$ [kN] Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]



Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 160,36 \text{ [kN]}$ Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,51$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Factor related to the foundation thickness CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,85$ Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Factor related to the angle at which the shear load is applied CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Factor related to the type of edge reinforcement used CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 31,93 \text{ [kN]}$ Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]

SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d} = 0,30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 258,00 \text{ [kN]}$ Compressive force [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 77,40 \text{ [kN]}$ Slip resistance [6.2.2.(6)]

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 0,00 \text{ [kN]}$ Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete



$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 409,63 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,28)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 332,83 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,31)$$

Welds between the column and the base plate

$$\sigma_{\perp} = 21,51 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 21,51 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Perpendicular tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 28,15 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 2,86 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Resistance-dependent coefficient} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,07)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,17)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,12)$$

Weakest component:

FOUNDATION - EDGE FAILURE

Connection conforms to the code	Ratio	0,31
---------------------------------	-------	------



DISEÑO DE CONEXIONES CON SOLDADURA.

Resistencia de diseño a Tensión.

$$U := 0.87 \quad \text{NSR-10 (tabla F.2.4.3-1)} \quad \phi_{Fy} := 0.9 \quad \phi_{Fu} := 0.75$$

Area bruta del miembro $Ag := 5757.02 \text{ mm}^2$

Area neta $An := Ag \quad An = 5757.02 \text{ mm}^2$

Area neta efectiva. $Ae := An \cdot U \quad Ae = 5008.607 \text{ mm}^2$

Esfuerzo de fluencia $Fy := 250 \text{ MPa}$

Resistencia a tensión. $Fu := 400 \text{ MPa}$

Soldadura de filete.

Tabla F.2.10.2-4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete ^(a) mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

^(a) Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.

Nota: Véase el numeral F.2.10.2.2.2 para el máximo tamaño de soldaduras de filete.

Resistencia de la soldadura.

Tabla 5-7 propiedades minimas del metal de soldadura

Numero de electrodo	Resistencia a la tracción		Limite de fluencia		Alargamiento por 100
	kg/cm ²	psi	kg/cm ²	psi	
AWS*					
E60xx	4.350	62.000	3.520	50.000	17-25
E70xx	4.920	70.000	4.000	57.000	22
E80xx	5.620	80.000	4.700	67.000	19
E90xx	6.330	90.000	5.400	77.000	14-17
E100xx	7.030	100.000	6.000	87.000	13-16
E120xx	8.440	120.000	7.500	107.000	14

*Sistemas de numeración especificados por la American Welding Society (AWS) para los electrodos. Este sistema emplea un prefijo E delante de un sistema de numeración de cuatro o cinco dígitos, en los que las dos o tres primeras filas designan la resistencia a la tracción aproximada. El último dígito indica ciertas variables en la técnica de la soldadura, como el tipo de corriente. El penúltimo dígito indica la posición de la soldadura como, por ejemplo, plana, vertical o superior.



Revisión de fluencia (F.2.4.2 NSR-10)

$$\phi P_n := \phi_{F_y} \cdot A_g \cdot F_y \quad (a) \text{ (F.2.4.2-1)}$$

$$\phi P_n = 1295.33 \text{ kN}$$

Revisión a Fractura (F.2.4.2 NSR-10)

$$\phi P_u := \phi_{F_u} \cdot A_e \cdot F_u \quad (b) \text{ (F.2.4.2-2)}$$

$$\phi P_u = 1502.582 \text{ kN}$$

Diseño de soldadura.

$$\begin{array}{lll} E60xx := 410 \text{ MPa} & D := 5 \text{ mm} & P_u := 150 \text{ kN} \\ E70xx := 490 \text{ MPa} & \phi := 0.75 & N_{\text{cordones}} := 1 \end{array}$$

Para E60xx

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.707 \cdot 0.60$$

$$\phi R_n = 0.318 \quad L$$

$$L := \frac{\frac{P_u}{N_{\text{cordones}}}}{\phi R_n \cdot E60xx \cdot D}$$

$$L = 229.99 \text{ mm}$$

Para E70xx

$$L := \frac{\frac{P_u}{N_{\text{cordones}}}}{\phi R_n \cdot E70xx \cdot D}$$

$$L = 192 \text{ mm}$$




Diseño de losa (Anexo 5).

Proyecto: Rampa - IE Francisco Del Rosario
Vela
Uso: Institucional
Localización: Leticia - Amazonas
Fecha de impresión: 04-10-2022

Independiente
Ferney Smith Prieto
3142754864
ingferneyprieto@gmail.com

REPORTE TÉCNICO PARA METALDECK

Metaldeck 2" - 1.2 mm (Calibre 18) h = 150mm
REGLAMENTO NSR-10 / ANSI-SDI C-2011

CUMPLE	OBSERVACIONES
	Sin Observaciones

SECCIÓN LONGITUDINAL



GEOMETRÍA Y CARGAS DISTRIBUIDAS

Vano	Longitud	Carga Muerta	Carga Viva	Peso del Concreto	Peso de Lámina
L1	1.5400 m	450.00 kgf/m ²	500.00 kgf/m ²	292.80 kgf/m ²	12.51 kgf/m ²

APOYOS

A1	0.1000 m
A2	0.1000 m





CARGAS PUNTUALES

Vano	Muerta P	Muerta X	Muerta B	Viva P	Viva X	Viva B
L1	0.00 kgf	0.00 m	0.00 m	0.00 kgf	0.00 m	0.00 m

PARAMETROS DE DISEÑO

Carga viva distribuida de construcción	101.9610	kgf/m ²
Carga viva puntual de construcción	2200.0000	N
Deflexión instantánea en la construcción	0.0200	m
Deflexión instantánea en la construcción	180.0000	L / ??
Deflexión de sistema de losa compuesta	360.0000	L / ??

DISEÑO ETAPA CONSTRUCTIVA

Solicitud	Resistente	Calculada	Luz/Apoyo	Cumplimiento
Deflexión (m)	8.5556E-03	1.6024E-03	1	
Momento Positivo (kgf.m)	661.5489	265.7308	1	
Momento Negativo (kgf.m)	561.9584	0.0000	1	
Cortante (kgf)	5011.7021	486.0627	1	

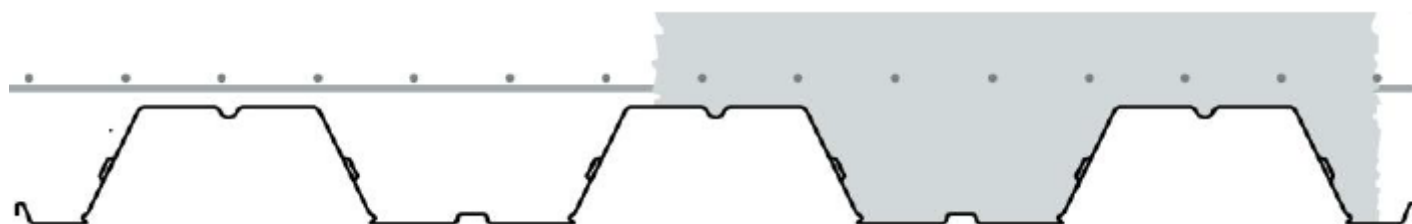
Envolvente de momento y cortante	1.0000	0.4132	1	✓
----------------------------------	--------	--------	---	---

DISEÑO ETAPA SERVICIO CON FACTORES DE CARGA

Solicitud	Resistente	Calculada	Luz/Apoyo	Cumplimiento
Deflexión (m)	4.2778E-03	1.5493E-04	1	✓
Máximo Momento Negativo (kgf.m)	0.0000	0.0000	1	✓
Máximo Momento Positivo (kgf.m)	3231.3757	337.2351	1	✓
Fuerza cortante de adherencia (kgf)	1678.0000	731.5000	1	✓
Fuerza cortante sección compuesta (kgf)	12384.1504	74.5922	1	✓
Luz máxima sin vibraciones (m)	4.5000	1.5400	1	✓

MALLA DE REFUERZO POR TEMPERATURA

Diámetro	Espaciamiento
5mm	0.21m



Esquema de la malla de refuerzo



Elementos no estructurales (Anexo 6).



DISEÑO DE BARANDAS

$h_{\text{poste}} := 1.0 \text{ m}$	Altura de poste
$S_{\text{poste}} := 1.0 \text{ m}$	Separación entre postes
$W_{\text{baranda}} := 2.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$	Carga en la parte superior de la baranda

$M_u = 2.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento de diseño
$V_u = 2.5 \text{ kN}$	Cortante de diseño

- Propiedades mecánicas del perfil

$F_y := 350 \text{ MPa}$	Esfuerzo de fluencia del acero del perfil
$F_u := 400 \text{ MPa}$	Resistencia a la tensión mínima
$E_s := 200000 \text{ MPa}$	Módulo de elasticidad del acero
$\gamma_a := 78 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	Peso unitario del acero

- Geometría de la sección

$D := 50 \text{ mm}$	Diametro del perfil
$t := 2 \text{ mm}$	Espesor de pared
$r := 0 \text{ mm}$	Radio de curvatura en esquina
$p_e := 2 \cdot \pi \cdot \frac{D}{2} = 157.08 \text{ mm}$	Perimetro
$S := \pi \cdot \frac{D^3}{32} = (1.227 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$	Módulo de sección elástico

$A_g = 301.593 \text{ mm}^2$	Area bruta del perfil
$I = (8.701 \cdot 10^4) \text{ mm}^4$	Momento de inercia
$A_n := A_g$	Area neta
$U := 1$	Tabla F.2.4.3-1
$A_e := A_n \cdot U = 301.593 \text{ mm}^2$	

- Clasificación de perfiles por compresión

$$\lambda := \frac{D}{t} = 25 \quad \lambda_r := 0.31 \cdot \frac{E_s}{F_y} = 177.143 \quad \lambda_p := 0.07 \cdot \frac{E_s}{F_y} = 40$$
$$\lambda_{f.2.6.8} := 0.45 \cdot \frac{E_s}{F_y} = 257.143$$

- Resistencia de diseño a tensión

$P_n := F_y \cdot A_g = 105.558 \text{ kN}$	Fluencia por tensión sobre area bruta (F.2.4.2-1)
$\phi := 0.90$	
$\phi P_n := \phi \cdot P_n = 95.002 \text{ kN}$	



$$P_u := F_u \cdot A_e$$

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi P_u := \phi_t \cdot P_u = 90.478 \text{ kN}$$

Rotura por tensión sobre area neta (F.2.4.2-2)

- Diseño a flexión F.2.6.8

$$M_n := \left(\frac{0.021 \cdot E_s}{\lambda} + F_y \right) \cdot S = (6.357 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 5.721 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a la flexión

- Diseño a cortante F.2.7.6

$$F_{cr1} = 9570.23 \text{ MPa}$$

$$F_{cr2} = 1248 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} := \max(F_{cr1}, F_{cr2})$$

$$V_n := F_{cr} \cdot A_g \cdot 0.5 = 1443.16 \text{ kN}$$

- Diseño de soldadura

Soldadura de filete.

Tabla F.2.10.2-4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete ^(a) mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

^(a) Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.
Nota: Véase el numeral F.2.10.2.2.2 para el máximo tamaño de soldaduras de filete.

Resistencia de la soldadura.

Tabla 5-7 propiedades minimas del metal de soldadura

Numero de electrodo	Resistencia a la tracción		Limite de fluencia		Alargamiento por 100
	kg/cm ²	psi	kg/cm ²	psi	
AWS*					
E60xx	4.350	62.000	3.520	50.000	17-25
E70xx	4.920	70.000	4.000	57.000	22
E80xx	5.620	80.000	4.700	67.000	19
E90xx	6.330	90.000	5.400	77.000	14-17
E100xx	7.030	100.000	6.000	87.000	13-16
E120xx	8.440	120.000	7.500	107.000	14

*Sistemas de numeración especificados por la American Welding Society (AWS) para los electrodos. Este sistema emplea un prefijo E delante de un sistema de numeración de cuatro o cinco dígitos, en los que las dos o tres primeras filas designan la resistencia a la tracción aproximada. El último dígito indica ciertas variables en la técnica de la soldadura, como el tipo de corriente. El penúltimo dígito indica la posición de la soldadura como, por ejemplo, plana, vertical o superior.



$$E60xx := 410 \text{ MPa}$$

$$D := 3 \text{ mm}$$

$$Pu := 0.17 \text{ kN}$$

$$E70xx := 490 \text{ MPa}$$

$$\phi_s := 0.75$$

$$N_{cordones} := 1$$

Para E60xx

$$\phi Rn := \phi_s \cdot 0.707 \cdot 0.60$$

$$\phi Rn = 0.318$$

$$L := \frac{\frac{Pu}{N_{cordones}}}{\phi Rn \cdot E60xx \cdot D}$$

$$L = 0.43 \text{ mm}$$

Para E70xx

$$L := \frac{\frac{Pu}{N_{cordones}}}{\phi Rn \cdot E70xx \cdot D}$$

$$L = 0.36 \text{ mm}$$

- Diseño de pernos de anclaje y placa base

Definición de momento resistente

$$\phi_{perno} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Diametro del perno a emplear

$$A_{perno} := \pi \cdot \frac{\phi_{perno}^2}{4} = 71.26 \text{ mm}^2$$

Area del perno

$$N_{perno} := 5$$

Número de pernos

$$S_{pernos} := 72.5 \text{ mm}$$

Separacion de pernos

$$F_{utperno} := 400 \text{ MPa}$$

$$\phi Mn_p := (0.9 \cdot A_{perno} \cdot F_{utperno}) \cdot S_{pernos} = 1.86 \text{ kN} \cdot m$$

Momento Resistente

Momento resistente es mayor que el momento actuante

Cortante resistente

$$A_v := 8 \cdot A_{perno} = 5.7 \text{ cm}^2$$

Area transversal de grupo de pernos

$$\phi V_n := 0.5 \cdot A_v \cdot F_{utperno} = 114.009 \text{ kN}$$

Cortante resistente



Longitud de desarrollo de pernos de anclaje con rosca total L_p C.12.6.2 NSR-10

$$\varphi_e := 1$$

$$f'_c := 28 \text{ MPa}$$

$$Fy_{pb} := 250 \text{ MPa}$$

Resistencia del concreto en apoyo

Esfuerzo de fluencia acero A-36

$$L_p := \left(\frac{0.075 \cdot \varphi_e \cdot F_{utperno}}{\sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} \right) \cdot \phi_{perno} = 5.4 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje

Diseño de lamina de placa base

$$\phi_{la} := 10 \text{ cm}$$

Diámetro de lamina

$$A_p := \pi \cdot \frac{\phi_{la}^2}{4} = 78.54 \text{ cm}^2$$

Area de lámina

$$\sigma_u := \frac{Pu}{A_p} = 0.022 \text{ MPa}$$

Esfuerzo normal último sobre el concreto

Cálculo del espesor de la lamina

$$n := 2.5 \text{ cm}$$

Diametro solido de placa

$$t_p := n \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot Pu}{0.9 \cdot Fy_{pb} \cdot A_p}} = 0.49 \text{ mm}$$

Espesor de placa



Pedestales (Anexo 7).



CALCULO DE PEDESTALES DE CONCRETO TIPO I

Geometria de Pedestal.

$$b := 90 \text{ cm}$$

$$h := 90 \text{ cm}$$

$$A_g := b \cdot h = 8100 \text{ cm}^2 \quad rec := 5 \text{ cm}$$

Datos de diseño

$$\phi := 0.65$$

$$l_c := 0.5 \text{ m}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_u := 0.003$$

$$A_1 := A_g - ((b - rec) \cdot (h - rec))$$

$$F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_{ty} := 0.002$$

$$E_s := 1822433.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

01- Distribucion de las barras:

$$barras := \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} \end{bmatrix} \text{ in}$$

$$barras = \begin{bmatrix} 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 \end{bmatrix} \text{ m}$$

02- Número de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 5 \quad k := \text{rows}(barras) = 4$$

03 - Area de cada barra de acero en forma de matriz:

$$A_{so} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras^2}}{4} = \begin{bmatrix} 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

04 - Area de cada fila de que momentan:

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{so}^{\widehat{i}} = [7.917 \quad 3.959 \quad 3.959 \quad 3.959 \quad 7.917] \text{ cm}^2$$



05 - Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 27.711 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} = 0.003$$

06 - Ubicación de las filas de acero:

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d_1 := rec + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} = 5.794 \text{ cm}$$

$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 19.603 \text{ cm}$$

07 - Creación del vector "d" con la ubicación de las filas de acero:

$$i := 2 \dots n$$
$$d_i := d_{i-1} + sep$$
$$d = \begin{bmatrix} 5.794 \\ 25.397 \\ 45 \\ 64.603 \\ 84.206 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

08 - Caso de compresión prura:

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_0$$

$$\phi P_{n,max} = (1.06 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \quad \phi P_{n,max} = (1.039 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

09 - Caso de compresión y flexión:

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$



a - Esfuerzo de cada fila de acero:

$$f_s(i, a) := \left\| \begin{array}{l} \frac{c(a) - d_i}{\text{sign}(\varepsilon_s) \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, F_y)} \\ \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_i}{c(a)} \end{array} \right\| \begin{array}{l} - \text{Tracción} \\ + \text{Compresión} \end{array}$$

b - Factor de minoración

$$d_t := \max(d) = 84.21 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \frac{c(a) - d_t}{\varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)}} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$

c - Capacidad axial minorada del Pedestal:

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n (A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a)) \right), \phi P_{n.max} \right)$$

d - Momento resistente minorado:

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

"Momento horario es positivo y el momento antihorario es negativo"

c - Rango de valores de "a"

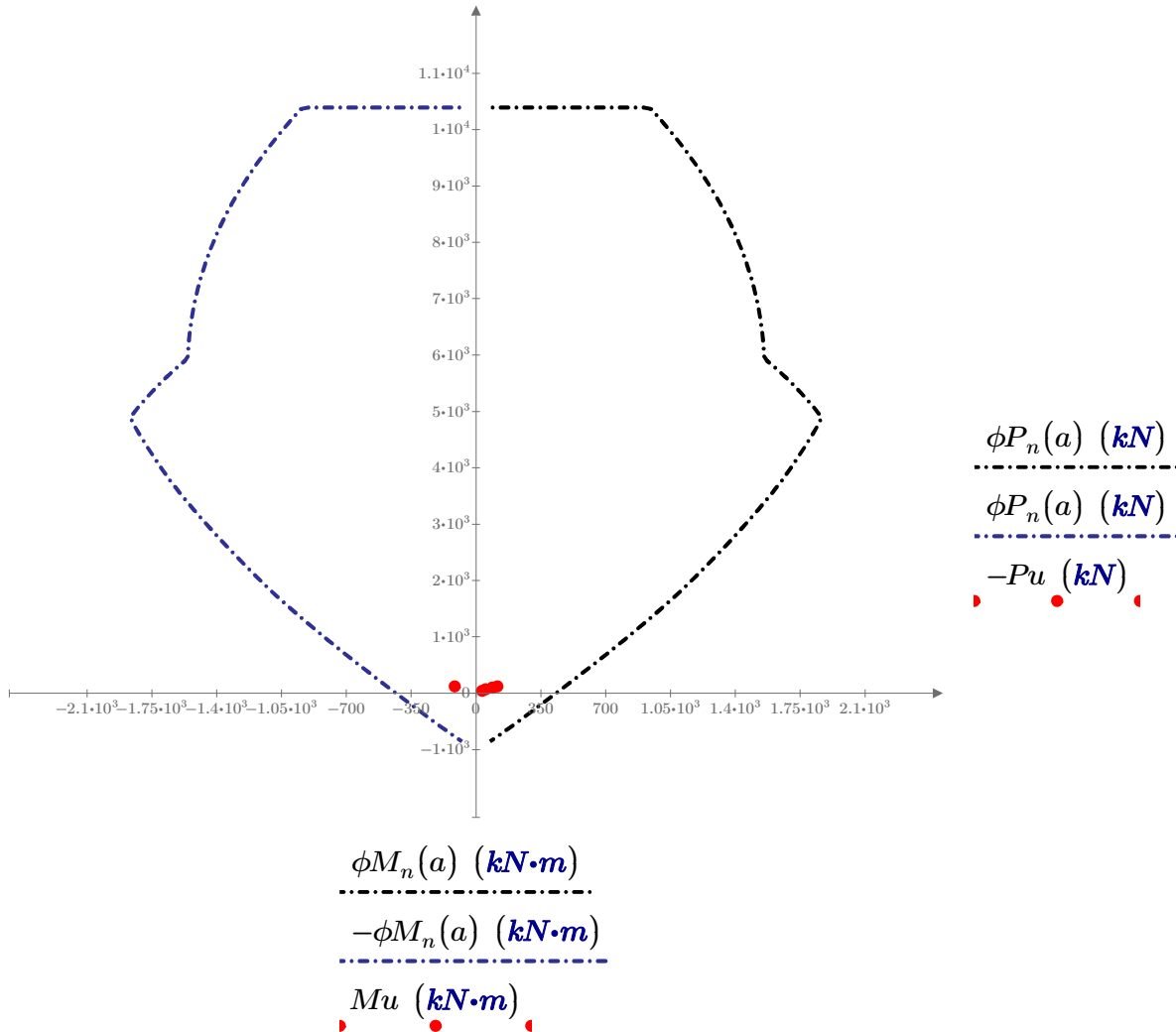
$$a := 0, \frac{h}{100} .. h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.009 \\ 0.018 \\ 0.027 \\ 0.036 \\ 0.045 \\ 0.054 \\ 0.063 \\ 0.072 \\ 0.081 \\ 0.09 \\ 0.099 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ m}$$

P_u	M_u
(kN)	(kN·m)
-68	52
-124	115
-100	89
-124	-115
-44	33
-99	89



10 - Diagrama de interacción



$$P_{max} := 7.53 \text{ kN}$$

$$P_n := 0.45 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left(1 - \left(\frac{lc}{32 \cdot h} \right)^2 \right)$$

Sección sometida a compresión C.22.5.2

$$P_n = 10005.65 \text{ kN}$$

$$B_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1$$

Sección sometida a compresión por carga de aplastamiento C.22.5.5

$$B_n = (2.042 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

El pedestal satisface condición de superficie sometida a compresión por carga axial mayorada, ya que la fuerza actuante es mucho menor a la resistente.



CALCULO DE PEDESTALES DE CONCRETO TIPO II

Geometria de Pedestal.

$$b := 120 \text{ cm} \quad h := 120 \text{ cm} \quad A_g := b \cdot h = 14400 \text{ cm}^2 \quad rec := 5 \text{ cm}$$

Datos de diseño

$$\begin{aligned} \phi &:= 0.65 & lc &:= 0.5 \text{ m} \\ f'_c &:= 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \varepsilon_u &:= 0.003 & A1 &:= A_g - ((b - rec) \cdot (h - rec)) \\ F_y &:= 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \varepsilon_{ty} &:= 0.002 & E_s &:= 1822433.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

01- Distribucion de las barras:

$$barras := \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{5}{8} \\ \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} & \frac{5}{8} \end{bmatrix} \text{ in} \quad barras = \begin{bmatrix} 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.016 \\ 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 & 0.016 \end{bmatrix} \text{ m}$$

02- Número de columnas de refuerzo:

$$n := \text{cols}(barras) = 6 \quad k := \text{rows}(barras) = 5$$

03 - Area de cada barra de acero en forma de matriz:

$$A_{so} := \pi \cdot \frac{\overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.979 \\ 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 & 1.979 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

04 - Area de cada fila de que momentan:

$$A_{sf} := \sum_{i=1}^k A_{so} \hat{i} = [9.897 \ 3.959 \ 3.959 \ 3.959 \ 3.959 \ 9.897] \text{ cm}^2$$



05 - Area total del acero de refuerzo y cuantía:

$$A_{st} := \sum_{i=1}^n A_{sf_{1,i}} = 35.628 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{st}}{A_g} = 0.002$$

06 - Ubicación de las filas de acero:

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d_1 := rec + \frac{barras_{1,n}}{2} = 5.794 \text{ cm}$$

$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1} = 21.683 \text{ cm}$$

07 - Creación del vector "d" con la ubicación de las filas de acero:

$$i := 2 \dots n$$
$$d_i := d_{i-1} + sep$$
$$d = \begin{bmatrix} 5.794 \\ 27.476 \\ 49.159 \\ 70.841 \\ 92.524 \\ 114.206 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

08 - Caso de compresión prura:

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + F_y \cdot A_{st}$$

$$\phi P_{n,max} := \phi \cdot 0.80 \cdot P_0$$

$$\phi P_{n,max} = (1.86 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \quad \phi P_{n,max} = (1.82 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

09 - Caso de compresión y flexión:

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$



$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$

a - Esfuerzo de cada fila de acero:

$$f_s(i, a) := \left\| \begin{array}{l} \frac{c(a) - d_i}{\varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a)}{\text{sign}(\varepsilon_s) \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, F_y)}} \end{array} \right\| \begin{array}{l} - \text{Tracción} \\ + \text{Compresión} \end{array}$$

b - Factor de minoración

$$d_t := \max(d) = 114.21 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_u \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(0.9, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), 0.65 \right) \end{array} \right\|$$

c - Capacidad axial minorada del Pedestal:

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^n (A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a)) \right), \phi P_{n,max} \right)$$

d - Momento resistente minorado:

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \left(A_{sf_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

"Momento horario es positivo y el momento antihorario es negativo"

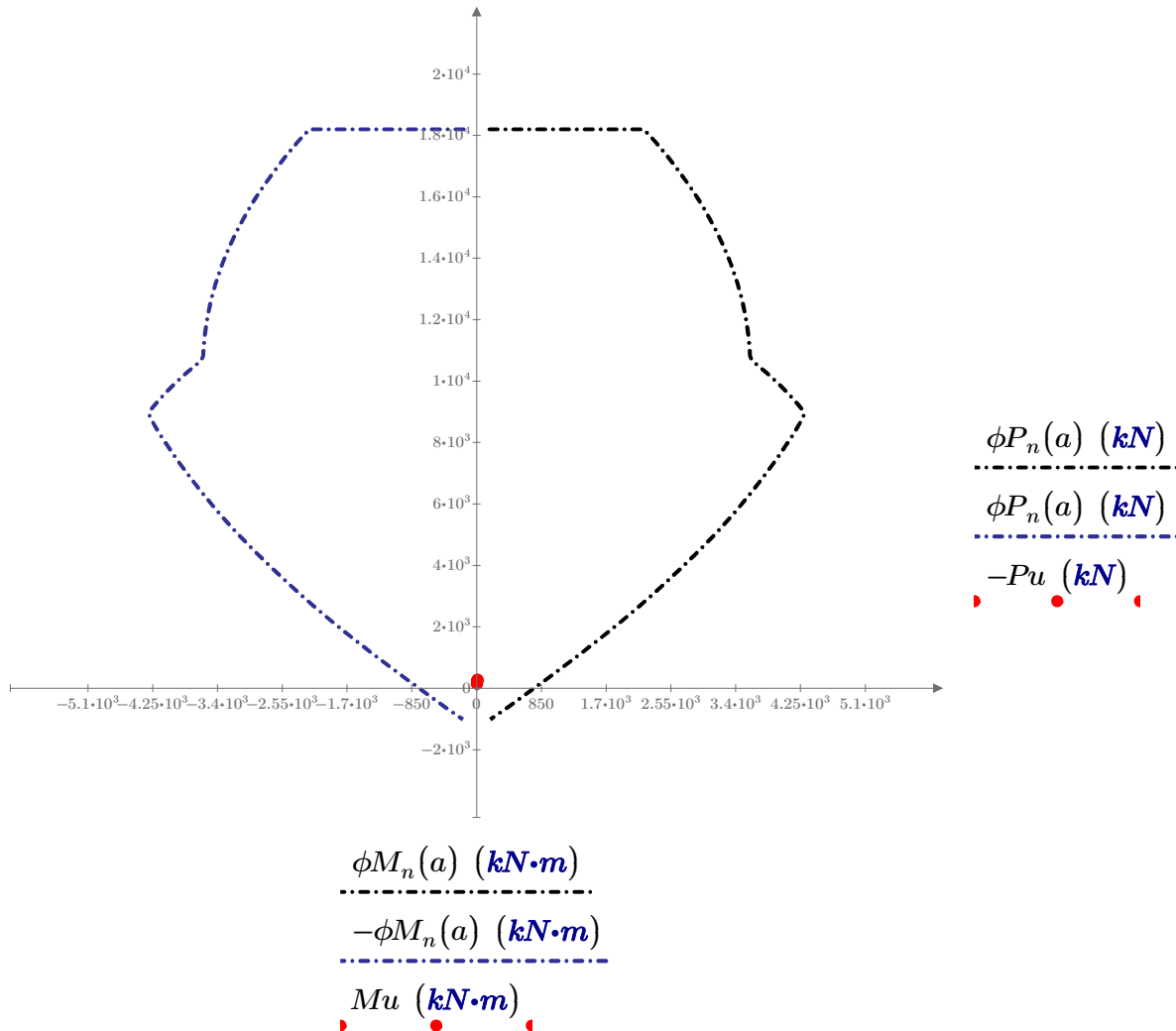
c - Rango de valores de "a" $a := 0, \frac{h}{100} \dots h$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.012 \\ 0.024 \\ 0.036 \\ 0.048 \\ 0.06 \\ 0.072 \\ 0.084 \\ 0.096 \\ 0.108 \\ 0.12 \\ 0.132 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ m}$$

P_u	M_u
(kN)	(kN·m)
-230	8.5
-277	10.83
-272	9.87
-268	10.81
-148	5.61
-147	6



10 - Diagrama de interacción



$$P_{umax} := 7.53 \text{ kN}$$

$$P_n := 0.45 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left(1 - \left(\frac{l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right)$$

Sección sometida a compresión C.22.5.2

$$P_n = 17790.17 \text{ kN}$$

$$B_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1$$

Sección sometida a compresión por carga de aplastamiento C.22.5.5

$$B_n = (2.742 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

El pedestal satisface condición de superficie sometida a compresión por carga axial mayorada, ya que la fuerza actuante es mucho menor a la resistente.