BELTRAN
engineering group
Designing a better world

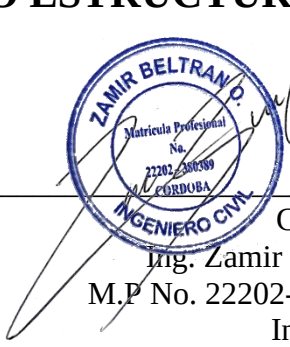
ALCALDÍA MUNICIPAL DE TIERRALTA

Proyecto No: DIS-PR-047

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE POSTENSADO DE 30m DE LUZ EN EL MUNICIPIO DE TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA

Tierralta, Córdoba

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL



Calculado por:
Ing. Zamir Beltrán Otero
M.P No. 22202-380389 COR
Ingeniero Civil
Especialista en Estructuras
Director del Área de Ingeniería y Diseño

Calle 13 # 12 – 53 Of. 201 – Sahagún – Córdoba
Tel: (4) 758 7675 | Cel: 314 321 1157 | E-mail: contact@beltrangroup.net

TABLA DE CONTENIDO

1. DECLARACIÓN 4
   1.1. Historial de cambios 4
2. GENERALIDADES 5
   2.1. Ubicación 5
3. NORMAS Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA 5
4. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS 6
5. MATERIALES 9
   5.1. Superestructura 9
   5.2. Subestructura 9
   5.3. Acero de refuerzo y estructural 9
   5.4. Otros 9
6. CASOS DE CARGA 9
7. CASOS DE CARGA DINÁMICA 19
   7.1. Sismo 19
8. COMBINACIONES DE CARGA 19
9. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA 21
10. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS 22
   10.1. Diseño del tablero 34
   10.2. Diseño de vigas postensadas 37
   10.3. Chequeo de deflexiones 56
   10.4. Diseño de subestructura 58

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación del proyecto 5
Ilustración 2. Perfil general del puente 7
Ilustración 3. Sección transversal superestructura 7
Ilustración 4. Planta de vigas postensadas 8
Ilustración 5. Perfil de viga postensada tipo 8
Ilustración 6. Secciones transversales de viga postensada tipo 8
Ilustración 7. Aplicación de carga muerta DC1 10
Ilustración 8. Aplicación de carga muerta DC2 11
Ilustración 9. Camión de diseño CC14. Fuente: CCP-14 12
Ilustración 10. Definición del camión de diseño CC14 13
Ilustración 11. Carriles de tráfico vehicular - Posición 1. 14
Ilustración 12. Carriles de tráfico vehicular - Posición 2. 14
Ilustración 13. Carriles de tráfico vehicular - Posición 3. 14
Ilustración 14. Carga viva peatonal (Ton/m). 15
Ilustración 15. Cargas en vigas por viento sobre carga viva (Ton/m). 16
Ilustración 16. Definición de camiones de diseño para verificar deflexiones por carga viva. 17
Ilustración 17. Camión de diseño para verificar fatiga. 17
Ilustración 18. Definición del camión de diseño para verificar fatiga. 18
Ilustración 19. Combinaciones de carga. Fuente: CCP-14 20
Ilustración 20. Factores de carga 20
Ilustración 21. Modelado de la superestructura 21
Ilustración 22. Reacciones por camión CC-14 22
Ilustración 23. Momentos y cortantes para carga por camión CC-14 22
Ilustración 24. Carga DC1 23
Ilustración 25. Carga DC2 24
Ilustración 26. Carga DW 25
Ilustración 27. Carga EV 25
Ilustración 28. Carga PL 26
Ilustración 29. Carga LL+IM 27
Ilustración 30. Carga EH 28
Ilustración 31. Carga EQX1 29
Ilustración 32. Carga EQY1 30
Ilustración 33. Carga EQY2 31
Ilustración 34. Carga EQX2 33
Ilustración 35. Carga EQY3 34
Ilustración 36. Deflexiones por carga viva debida al camión de diseño CC-14 57

1. DECLARACIÓN

Este documento ha sido preparado en nombre y para uso exclusivo del proyecto **DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE POSTENSADO DE 30m DE LUZ EN EL MUNICIPIO DE TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA,** emitido de conformidad al acuerdo entre **ALCALDIA DE TIERRALTA y BELTRAN ENGINEERING GROUP S.A.S**. La Compañía no acepta ninguna responsabilidad por el uso o la posesión de este informe por parte de un tercero.

No está permitido copiar este documento sin la previa autorización de **ALCALDIA DE TIERRALTA** o **BELTRAN ENGINEERING GROUP S.A.S**.

1.1. Historial de cambios

Proyecto N°:				
Revisión	**Descripción**	**Diseñador**	**Revisor**	**Fecha**
A	Para entregar a cliente			21/10/2021

2. GENERALIDADES

El presente documento contiene el procedimiento y los resultados del análisis y diseño estructural de los diferentes elementos estructurales del puente sobre la quebrada Severinera, en la vía que comunica los municipios de Planeta Rica y Tierralta, Córdoba.

Los diseños estructurales mencionados cumplen con los requisitos establecidos en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14). De esta manera se garantiza una capacidad adecuada de la estructura para resistir el efecto de las cargas externas esperadas, dentro de las que se encuentran las cargas vivas, muertas, de viento y/o de sismo.

2.1. Ubicación

El proyecto bajo estudio se encuentra ubicado en el municipio de Tierralta, en el departamento de Córdoba.

La Ilustración 1 muestra la ubicación en el municipio.

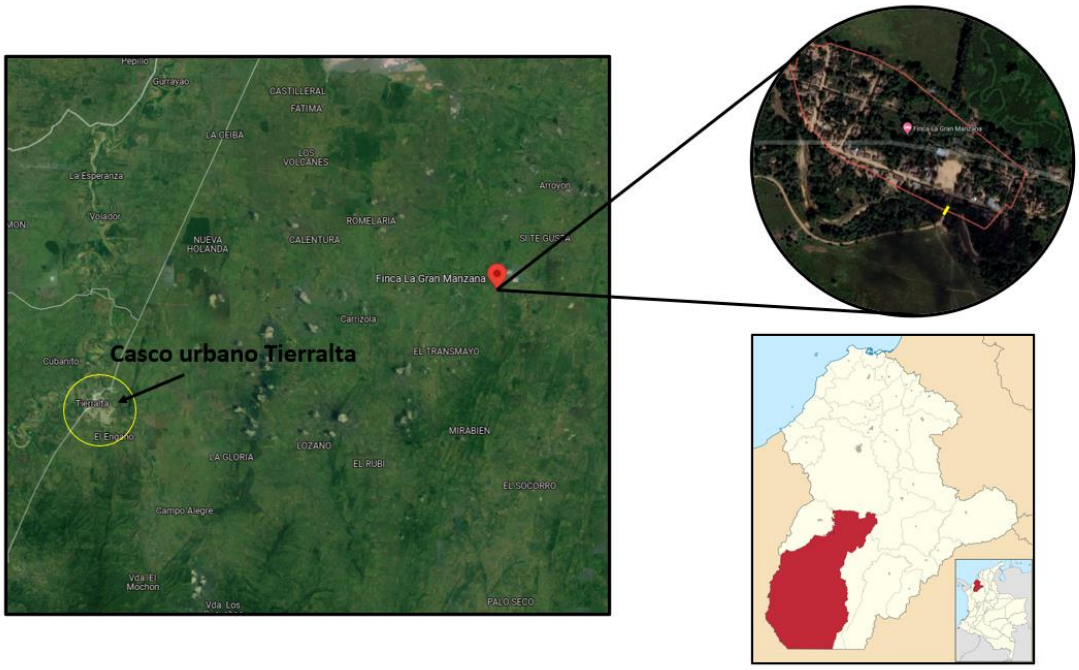


Ilustración 1. Ubicación del proyecto

3. NORMAS Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Las normas utilizadas son las permitidas por las leyes colombianas actualmente y los documentos de referencia presentados en este capítulo corresponden a todos los

documentos que fueron entregado a la firma **BELTRAN ENGINEERIN GROUP S.A.S** para el diseño de la estructura, la firma no se hace responsable de la recepción de información parcial o incompleta.

- Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP14
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012.
- INFORME GEOTECNICO PUENTE SEVERINERA.pdf
- HEH PUENTE QUEBRADA SEVERINERA – COMPLETO.pdf
- ESTUDIO DE TRANSITO - PUENTE SEVERINERA.pdf
- Cuerpo Informe Topografico.pdf
- INFORME AMBIENTAL PUENTE SEVERINERA,pdf

4. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La estructura consiste en un puente recto de una sola luz, de 30 m de longitud, 29.0 m entre ejes de apoyo, y 8.5 m de ancho total de tablero. La superestructura está compuesta por un tablero de concreto de espesor variable (20-30 cm) apoyado sobre tres vigas de concreto postensado de 1.70 m de altura. Las vigas son simplemente apoyadas sobre los estribos y están restringidas al desplazamiento longitudinal y transversal mediante topes sísmicos. La vinculación de las vigas longitudinales a la infraestructura se realiza mediante apoyos de neopreno reforzado. Las vigas postensadas se arriostran mediante diafragmas intermedios y de apoyo en concreto reforzado. El puente no posee esviaje.

Las vigas postensadas se diseñan para resistir en sección simple (sin el aporte del tablero de concreto) el peso propio y el peso del tablero antes de fraguar, así como las cargas de construcción, y para resistir en sección compuesta (aprovechando el aporte del tablero de concreto) las cargas permanentes restantes y la carga viva de diseño.

A nivel de infraestructura se proyectaron estribos en concreto reforzado de 7.95 m de altura, apoyados sobre pilotes pre-excavados de 1.10 m de diámetro y longitud de 18.50 m. Los estribos se complementaron con mesetas de nivelación, aletas, topes sísmicos y placas de aproximación.

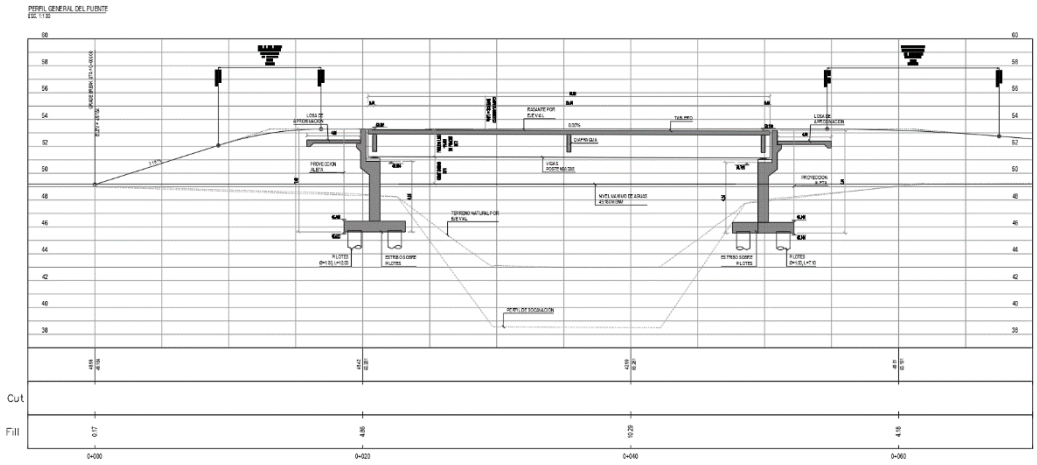


Ilustración 2. Perfil general del puente

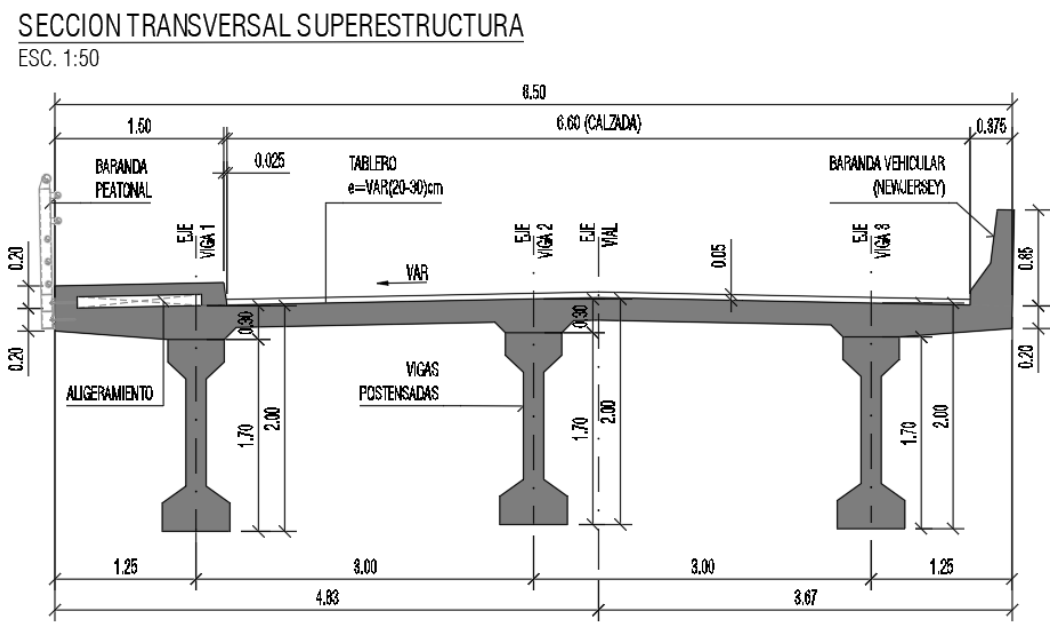


Ilustración 3. Sección transversal superestructura

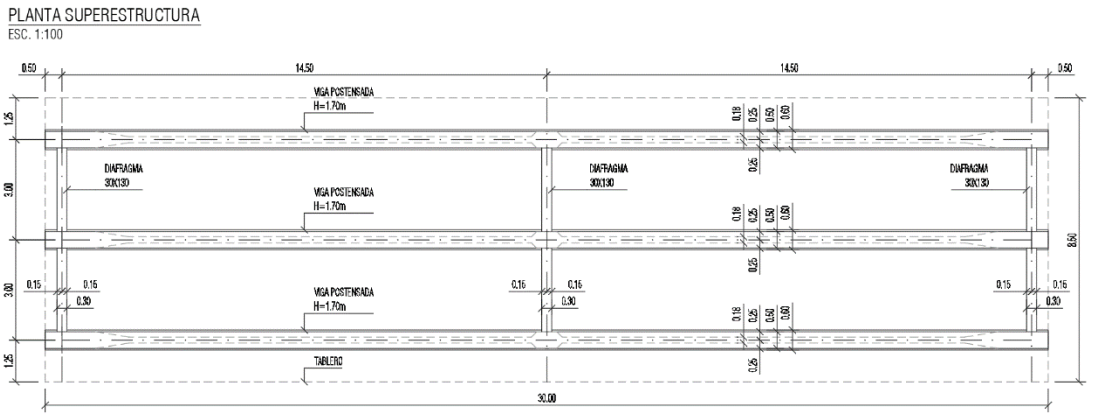


Ilustración 4. Planta de vigas postensadas

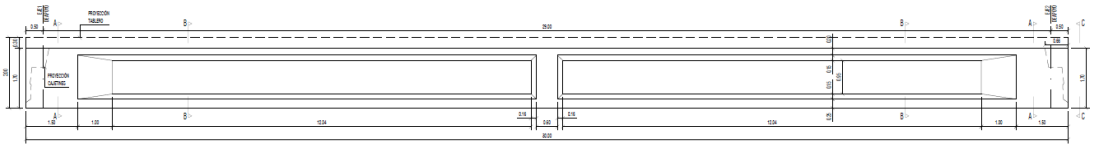


Ilustración 5. Perfil de viga postensada tipo

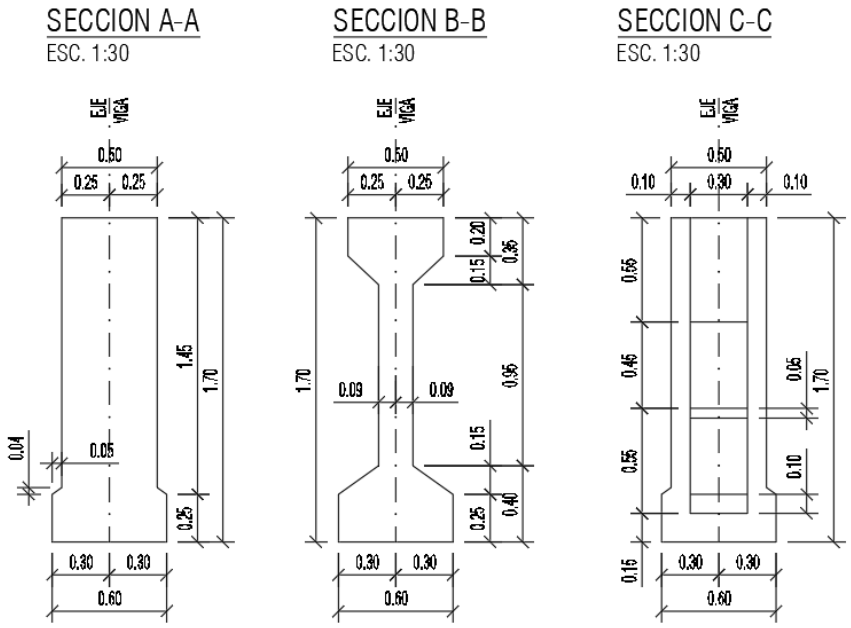


Ilustración 6. Secciones transversales de viga postensada tipo

5. MATERIALES

Los requisitos de durabilidad del concreto de la subestructura cumplen con los requisitos para categoría P0 de la NSR-10, para concretos en contacto con el agua que no requieren baja permeabilidad, que para dicho no define una relación a/mc máxima y la resistencia mínima a la compresión es 17 MPa (Tabla C.4.3.1 NSR-10).

5.1. Superestructura

• Vigas postensadas	f'c=35 MPa	E=28000 MPa
• Tablero, andenes, barreras y diafragmas	f'c=28 MPa	E=24870MPa

5.2. Subestructura

• Pilotes, estribos, topes sísmicos y placas de aproximación	f'c=28 MPa	E=24870MPa

5.3. Acero de refuerzo y estructural

• Acero refuerzo ASTM A706	fy=420 MPa	E=200 GPa
• Acero de pre esfuerzo, ASTM A416 GR 270	fpu=1890MPa	
• Acero estructural placas de refuerzo de neoprenos acero A-36	fy=250MPa	Es=204000MPa
• Acero estructural barandas y conectores de cortante, acero A572 Grado 50	fy=350MPa	Es=204000MPa

5.4. Otros

• Apoyos de neopreno reforzado Dureza 60	G=0.91 – 1.4 MPa

6. CASOS DE CARGA

6.1. Carga muerta de elementos estructurales y no estructurales antes de fraguado del tablero (DC1)

Estas cargas corresponden al peso propio de las vigas postensadas, los diafragmas y el tablero antes de fraguado, los cuales actúan sobre las vigas en sección simple. El peso de los elementos estructurales se tiene en cuenta en el análisis a través de las dimensiones de las secciones de los elementos de acero incluidas en el modelo (vigas principales y diafragmas).

El peso del tablero se consideró mediante cargas de 0.28 Ton/m aplicadas a los elementos transversales que representan el tablero y evaluadas en función de los espesores promedio del tablero en cada tramo, del peso unitario del concreto reforzado (2.4 Ton/m^3) y de la separación entre franjas de tablero (50 cm).

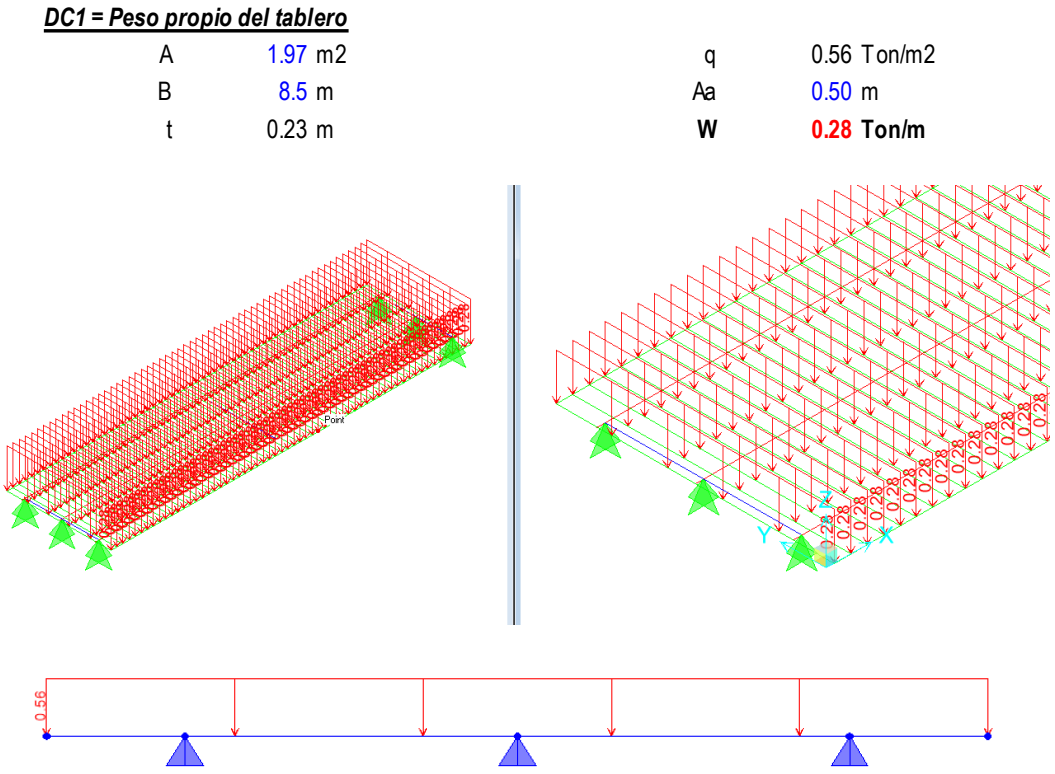


Ilustración 7. Aplicación de carga muerta DC1

6.2. Carga muerta de elementos estructurales y no estructurales después de fraguado del concreto (DC2)

El peso del concreto de los bordillos y la placa superior de los andenes que conforman el paso peatonal del puente, se consideró mediante cargas de 0.15 Ton/m, actuando en las franjas del tablero en voladizo, evaluada a partir del área de concreto que sobresale del tablero (0.24 m^2), el peso unitario del concreto (2.4 Ton/m^3) y la separación de franjas (0.50 m).



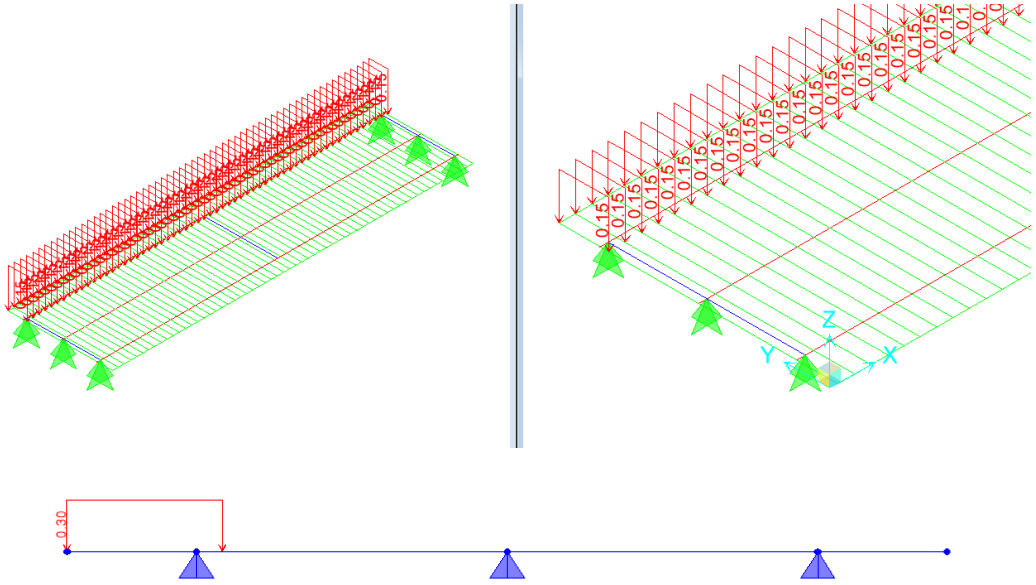
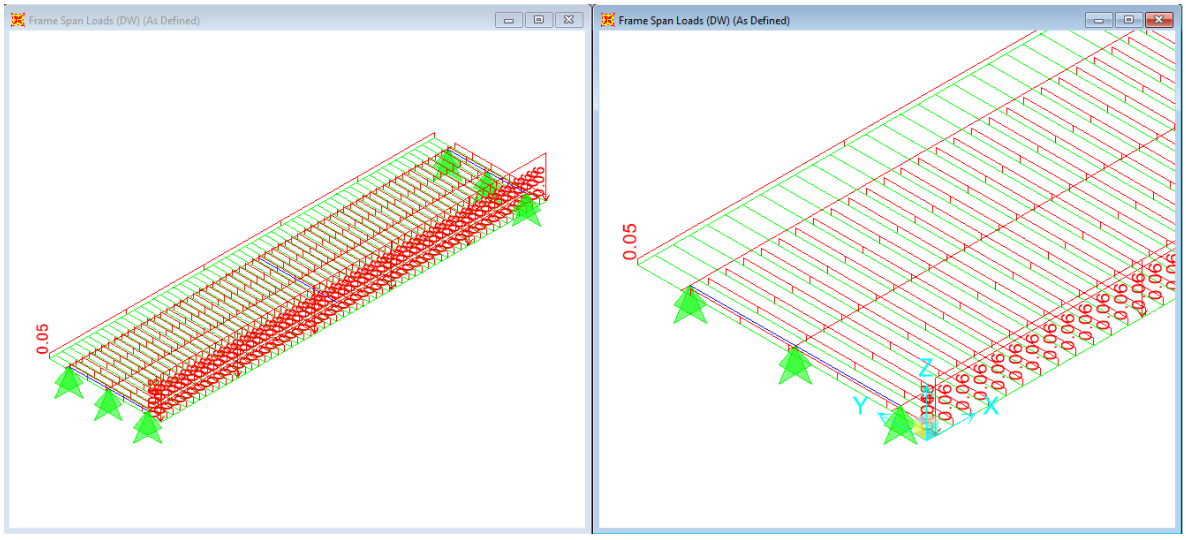


Ilustración 8. Aplicación de carga muerta DC2

6.3. Carga permanente por carpeta asfáltica y barandas (DW)

DW = Peso de barandas y carpeta asfáltica

Baranda en concreto		Carpeta asfáltica	
A	0.2 m2	t	0.05 m
W	**0.48 Ton/m**	**q**	**0.12 Ton/m2**
		Aa	0.50 m
Baranda metálica		**W**	**0.06 Ton/m**
W	**0.05 Ton/m**		



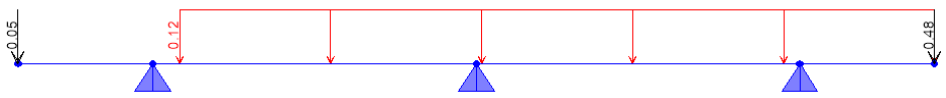


Figura 1. Carga muerta por peso de carpeta asfáltica y barandas (Ton, Ton/m).

6.4. Carga viva más impacto (LL+IM)

El efecto de la carga viva vehicular se consideró mediante el procedimiento de carga móvil disponible en el programa de análisis. Se consideró la carga viva correspondiente al camión de diseño CC-14 especificado en el CCP-14.

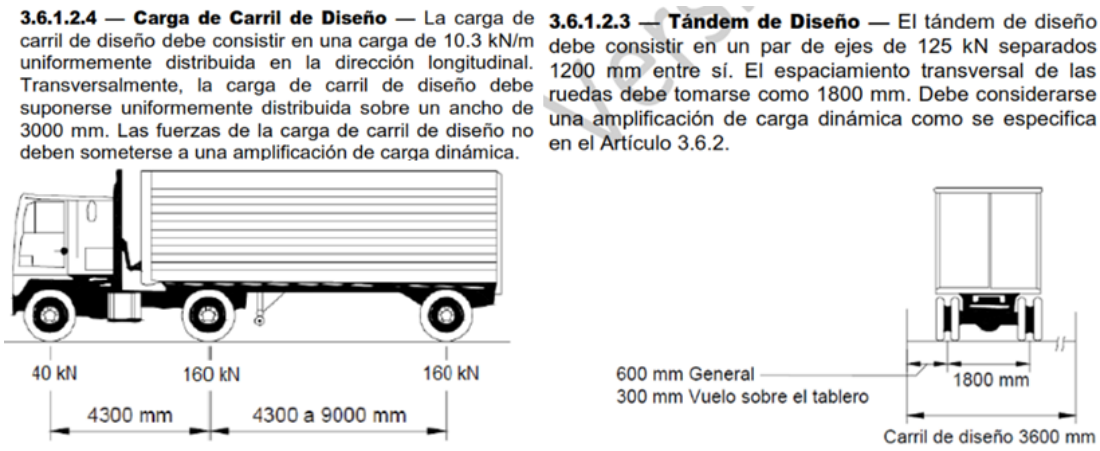


Ilustración 9. Camión de diseño CC14. Fuente: CCP-14

- Camión de diseño de 36 Ton + carga de carril de 1.03 Ton/m
- Tándem de diseño de 25 Ton + carga de carril de 1.03 Ton/m

En la definición del camión de diseño se incluye un impacto del 33%, ya sea sobre el camión de 36 Ton o el tándem de 25 Ton de peso total. No se aplica impacto a la carga uniforme de 1.03 Ton/m.

Las anteriores cargas se consideraron por cada carril de diseño de 3.00 m de ancho.

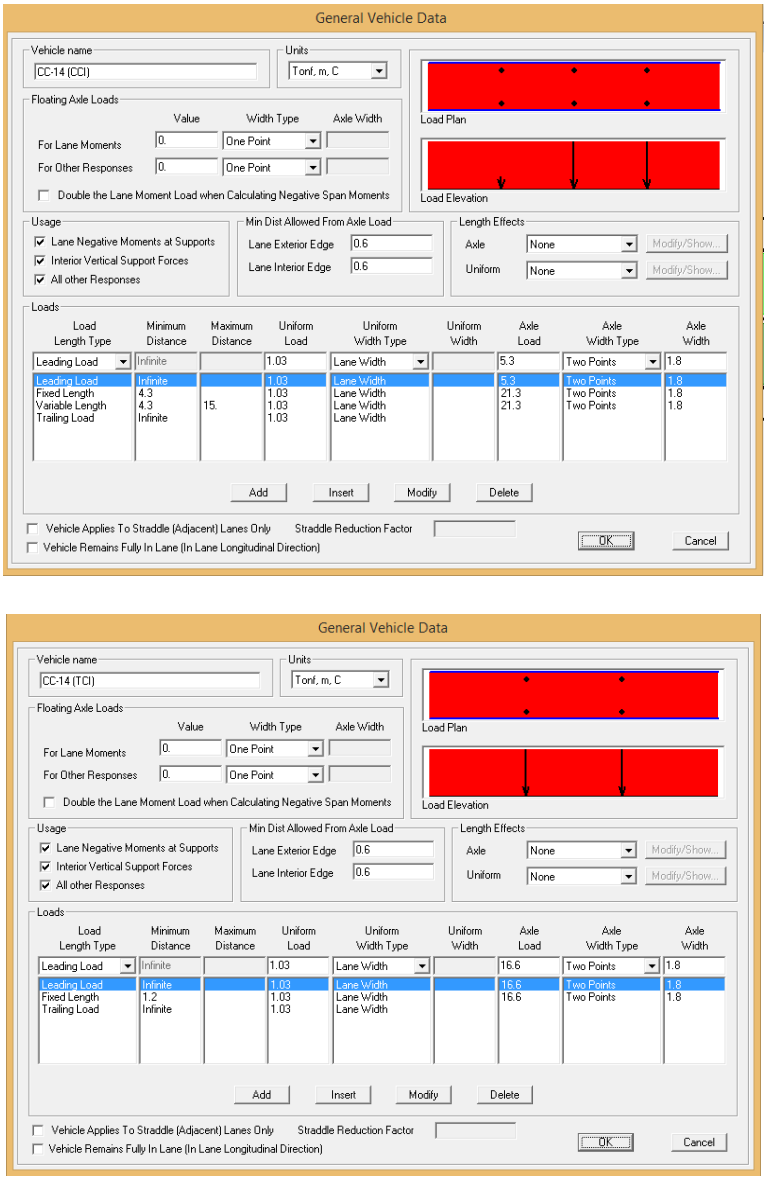


Ilustración 10. Definición del camión de diseño CC14

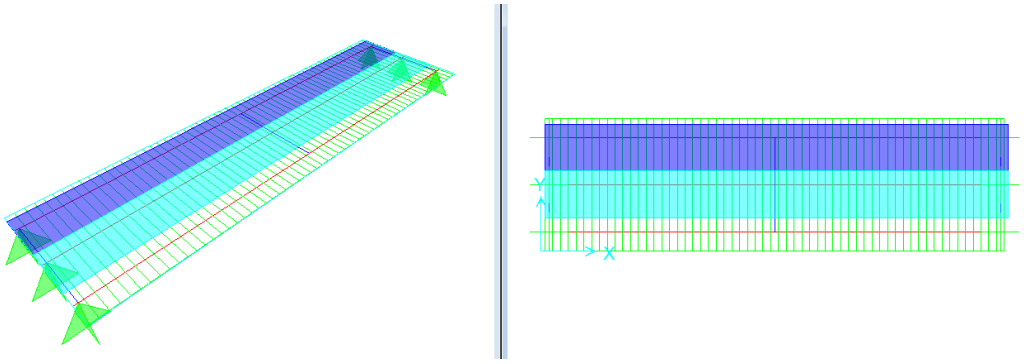


Ilustración 11. Carriles de tráfico vehicular - Posición 1.

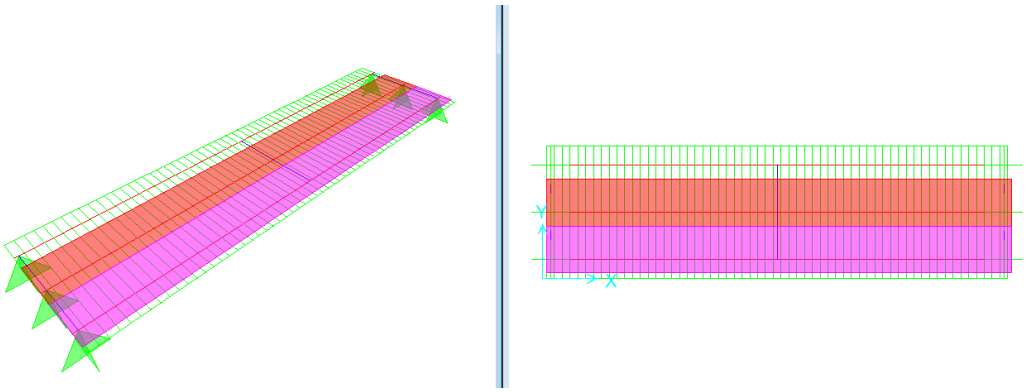


Ilustración 12. Carriles de tráfico vehicular - Posición 2.

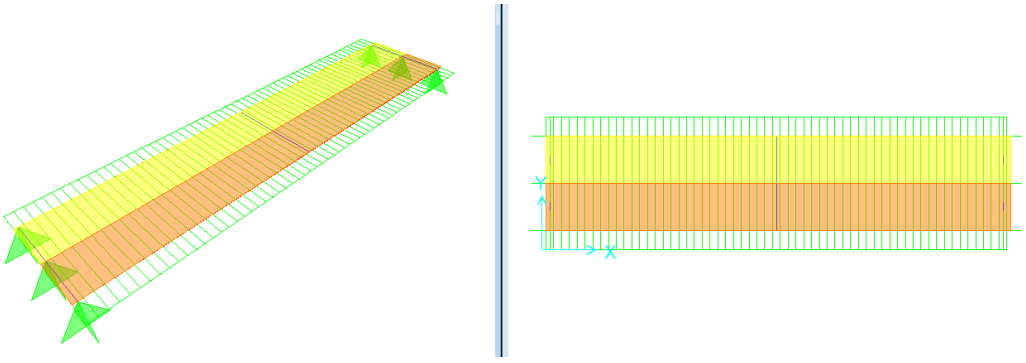


Ilustración 13. Carriles de tráfico vehicular - Posición 3.

6.5. Carga viva peatonal (PL)

La carga peatonal de 0.36 Ton/m^2 especificada en el CCP-14 se consideró mediante cargas de 0.18 Ton/m aplicadas en las franjas del tablero en voladizo.

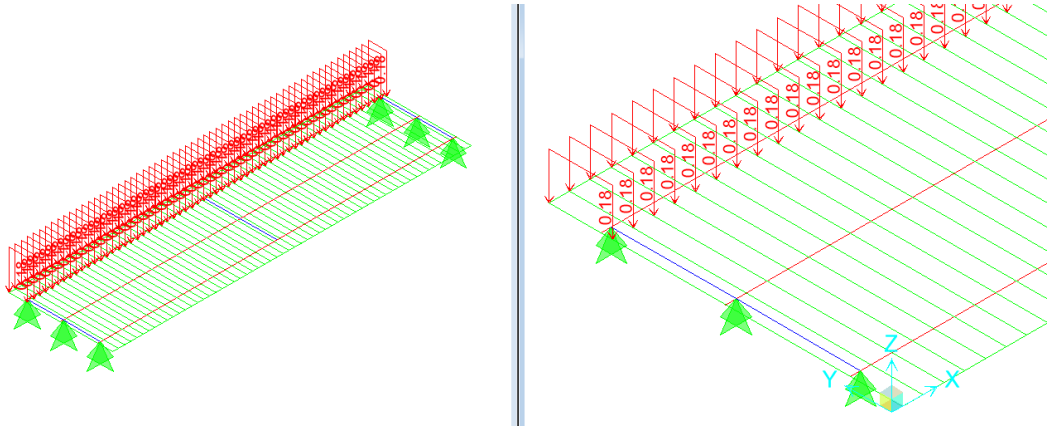
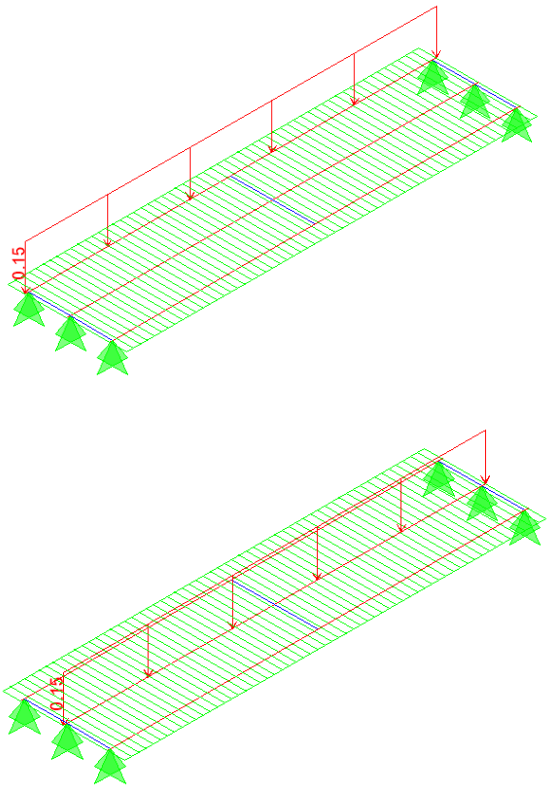


Ilustración 14. Carga viva peatonal (Ton/m).

6.6. Carga de viento sobre la carga viva (WL)

La carga horizontal por viento se transmite por el tablero a los diafragmas de apoyo y de estos a los topes sísmicos laterales. El efecto del viento sobre la carga viva en las vigas principales equivale al de una carga vertical adicional de 0.15 Ton/m, que puede actuar sobre cualquier viga.



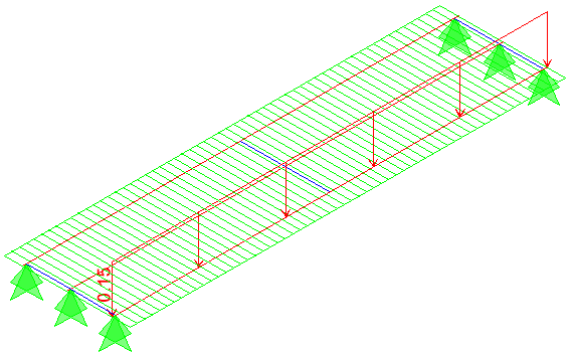


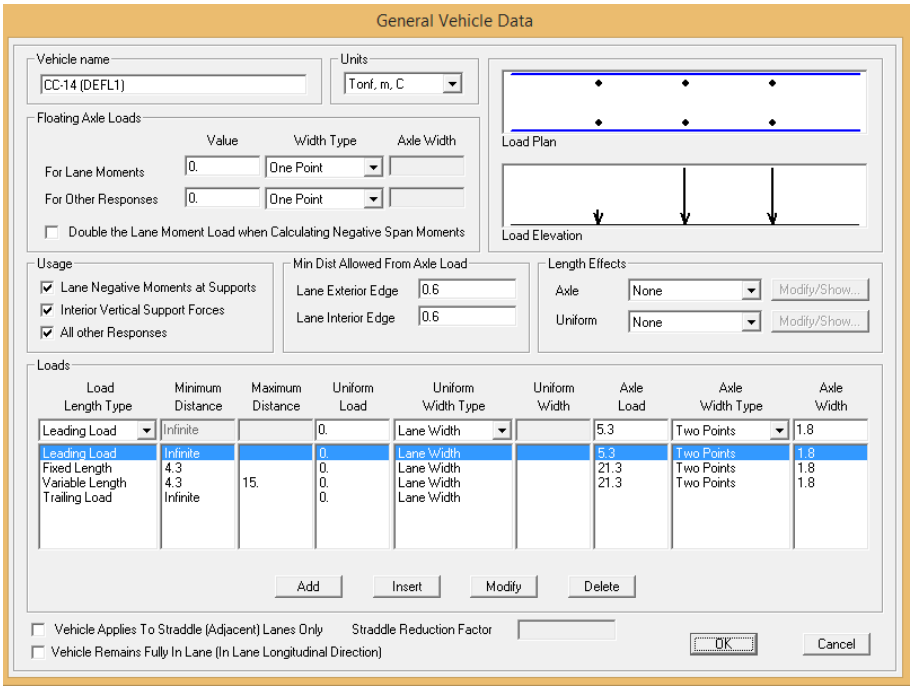
Ilustración 15. Cargas en vigas por viento sobre carga viva (Ton/m).

6.7. Carga viva para evaluar deflexiones (LL-DEFLEXIONES)

3.6.1.3.2 — Carga viva para la evaluación opcional de la deflexión — Si el Propietario requiere los criterios opcionales de deflexión por carga viva especificados en el Artículo 2.5.2.6.2, la deflexión se deberá tomar como la mayor de:

- La que resulta del camión de diseño solo, o
- La que resulta del 25 por ciento del camión de diseño tomado en conjunto con la carga de carril de diseño.

La carga viva para evaluar deflexiones se adoptó de acuerdo a lo establecido en CCP-14, incluyendo un impacto del 33% sobre el camión.



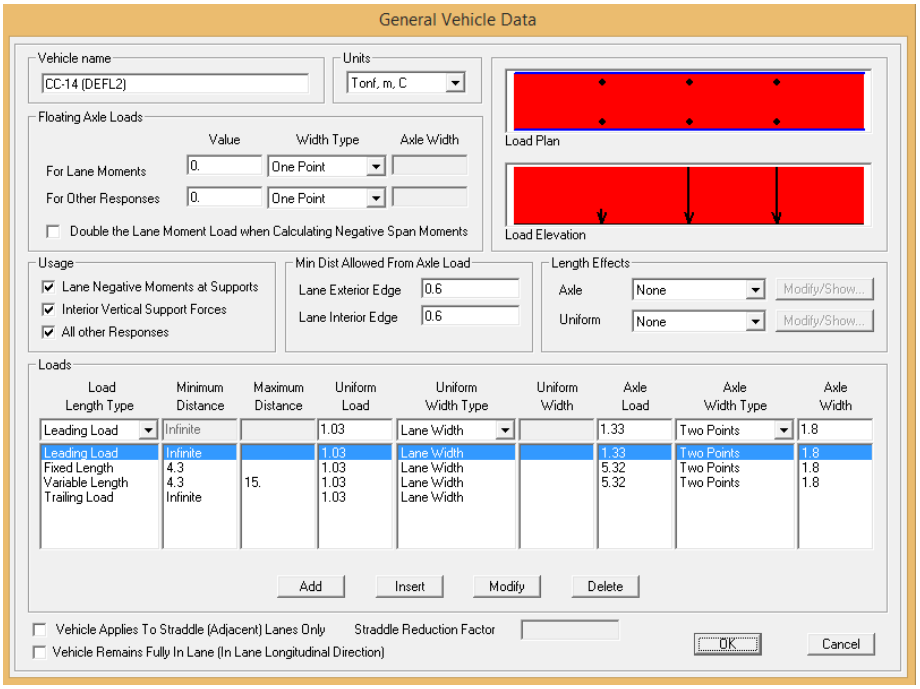


Ilustración 16. Definición de camiones de diseño para verificar deflexiones por carga viva.

6.8. Carga viva para evaluar fatiga (LL-FATIGA)

La carga viva para verificar fatiga se adoptó de acuerdo a lo establecido en CCP-14, incluyendo un impacto del 15% sobre el camión.

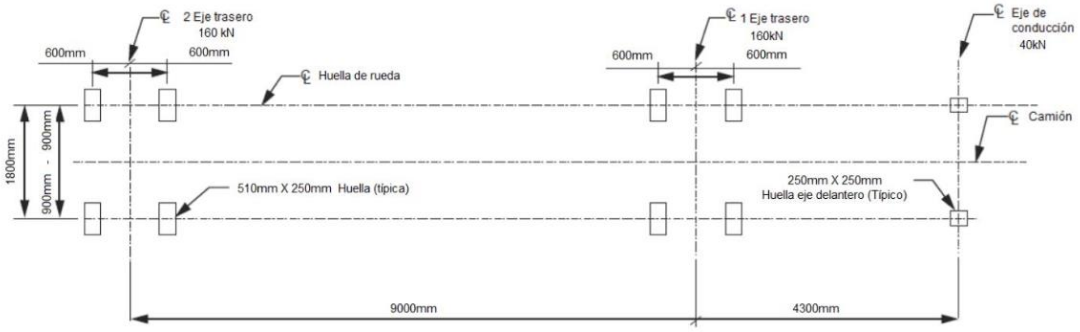


Ilustración 17. Camión de diseño para verificar fatiga.

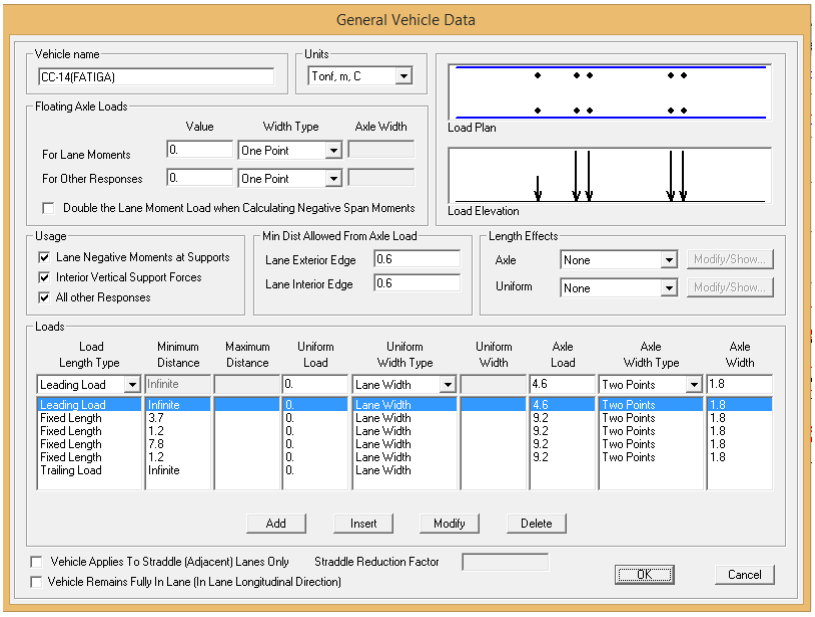


Ilustración 18. Definición del camión de diseño para verificar fatiga.

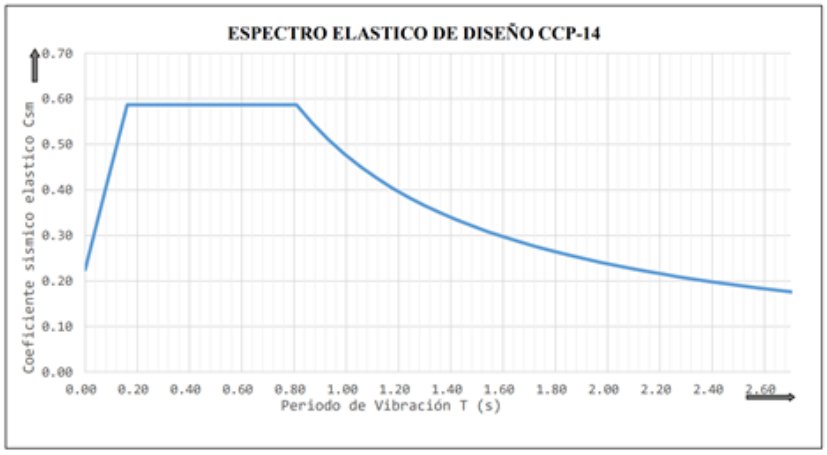
7. CASOS DE CARGA DINÁMICA

7.1. Sismo

ESPECTRO DE DISEÑO

IDENTIFICACION DE ZONA DE AMENAZA	
Departamento	Córdoba
Municipio	Tierralta
Región **PGA**	3
Aceleracion pico horizontal del terreno **PGA**	0.15
Región **Ss**	4
Coef. de A. Espectral Horizontal período de vibración de 0.2 **Ss**	0.40
Región **S1**	5
Coef. de A. Espectral Horizontal período de vibración de 1.0 **S1**	0.25
PARAMETROS DE SITIO	
Tipo de perfil de suelo	D
Factor de sitio **Fpga**	1.50
Factor de sitio **Fv**	1.90
Factor de sitio **Fa**	1.47
Coeficiente de aceleracion de respuesta **SDs**	0.59
Coeficiente de aceleracion de respuesta **SD1**	0.48
Coeficiente de aceleración pico del suelo **As**	0.23
Periodo de vibración **T0**	0.16
Periodo de vibración **Ts**	0.81
ZONA DE DESEMPEÑO SISMICO	
Zona de desempeño sismico	3

	T (s)	Csm (g)
	0.0000	0.2250
	0.0810	0.4059
T0=	0.1619	0.5866
	0.1810	0.5867
	0.2001	0.5867
0.2	0.2000	0.5867
	0.2305	0.5867
	0.2610	0.5867
	0.2915	0.5867
	0.3220	0.5867
	0.3525	0.5867
	0.3830	0.5867
	0.4135	0.5867
	0.4440	0.5867
	0.4745	0.5867
	0.5050	0.5867
	0.5355	0.5867
	0.5660	0.5867
Ts=	0.8097	0.5866
	0.8707	0.5455
	0.9317	0.5098
	0.9927	0.4785
	1.0537	0.4508
	1.1147	0.4261
	1.1757	0.4040
	1.2367	0.3841
	1.2977	0.3660
	1.3587	0.3496
	1.4197	0.3346
	1.4807	0.3208
	1.5417	0.3081
	1.6027	0.2964
	1.6637	0.2855
	1.7247	0.2754
	1.7857	0.2660
	1.8467	0.2572
	1.9077	0.2490
	1.9687	0.2413
	2.0297	0.2340
	2.0907	0.2272
	2.1517	0.2208
	2.2127	0.2147
	2.2737	0.2089
	2.3347	0.2035
	2.3957	0.1983
	2.4567	0.1933
	2.5177	0.1887
	2.5787	0.1842
	2.6397	0.1799
	2.7007	0.1759
	2.7617	0.1720
	2.8227	0.1683
	2.8837	0.1647
	2.9447	0.1613



LONGITUD MINIMA DEL APOYO

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)\left(1 + 0.000125S^2\right) \quad (4.7.4.4\text{-}1)$$

Longitud del tablero del puente **L**	30000.00	mm
Altura del estribo o pila de apoyo **H**	7330.00	mm
Esviaje del puente **S**	0.00	°
Longitud minima del apoyo **N**	300.11	mm
Porcentaje de N según la zona sismica	150%	
Longitud minima del apoyo final **N**	450.17	mm

8. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas usadas son las que aplican para cada caso individual.

Estado Límite de la Combinación de carga	*DC* *DD* *DW* *EH* *EV* *ES* *EL* *PS* *CR* *SH*	*LL* *IM* *CE* *BR* *PL* *LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use uno de estos a la vez				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.400	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.400	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.300	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.700	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo *LL* , *IM* & *CE*	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo *LL* , *IM* & *CE*	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ilustración 19. Combinaciones de carga. Fuente: CCP-14

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• *AEP* para muros anclados		1.35	N/A
EL : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
EV : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
o Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
o Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
o Todas las demás		1.95	0.9
ES : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Ilustración 20. Factores de carga

9. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

Se elaboró un modelo matemático de la superestructura para representar de forma aproximada las condiciones de carga y de apoyo a las que esta se verá sometida, y de esa forma obtener las deformaciones y las acciones internas de diseño para verificar que la capacidad de los elementos sea superior a las solicitaciones máximas. Para tal fin se utilizó el programa SAP2000© desarrollado por Computers and Structures.

El tablero se modelo con elementos tipo frame, transversales a las vigas principales, separados cada 50 cm (el ancho aferente de cada franja de tablero es entonces 50cm). Las vigas se modelaron como elementos frame en sección simple y compuesta, siendo consistente con las etapas de construcción consideradas en el diseño.

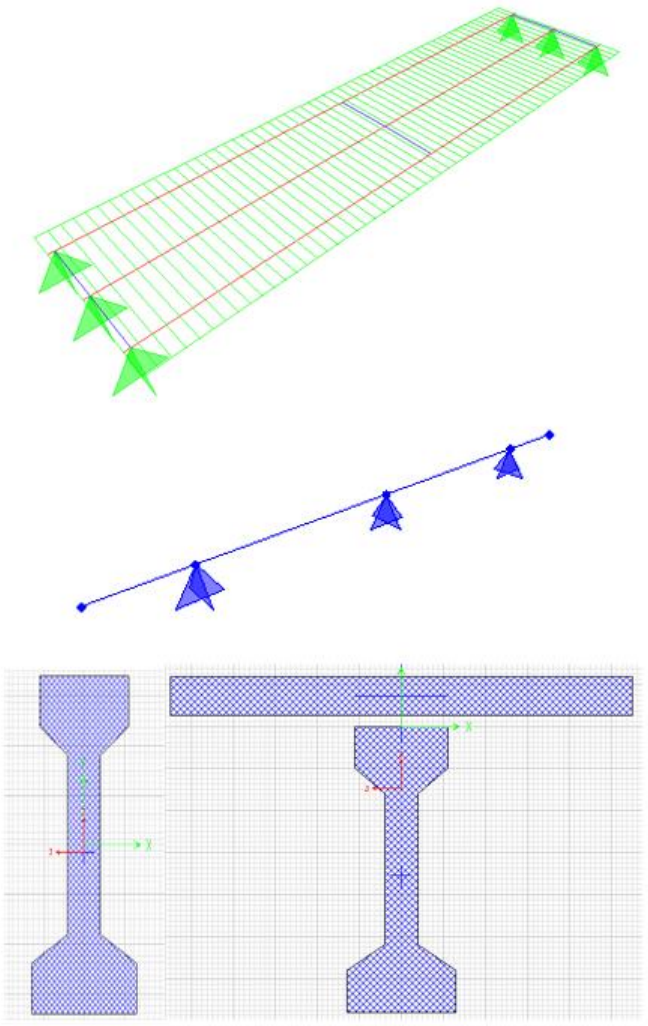


Ilustración 21. Modelado de la superestructura

10.DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

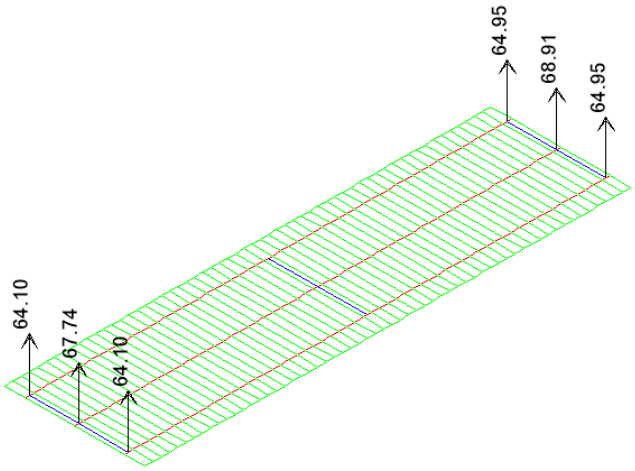


Ilustración 22. Reacciones por camión CC-14

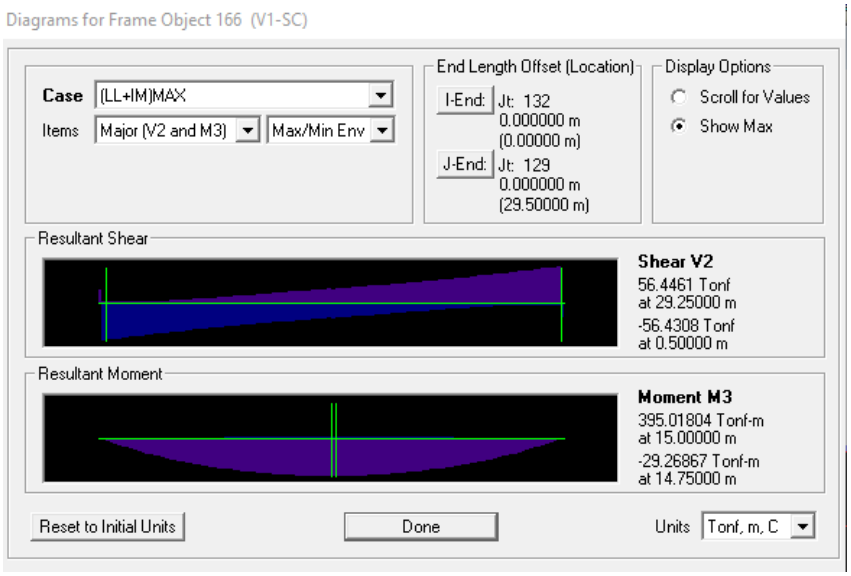


Ilustración 23. Momentos y cortantes para carga por camión CC-14

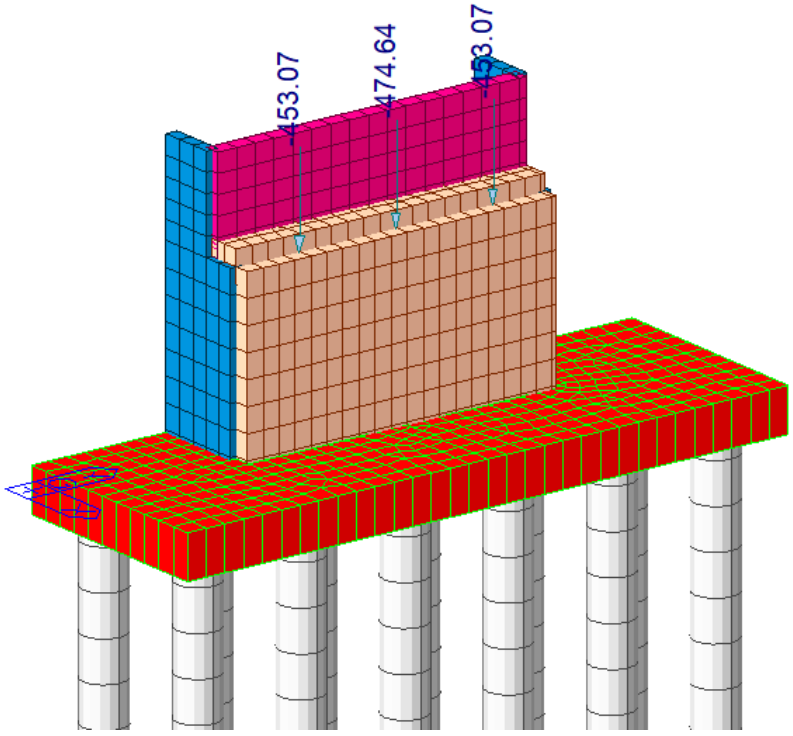


Ilustración 24. Carga DC1

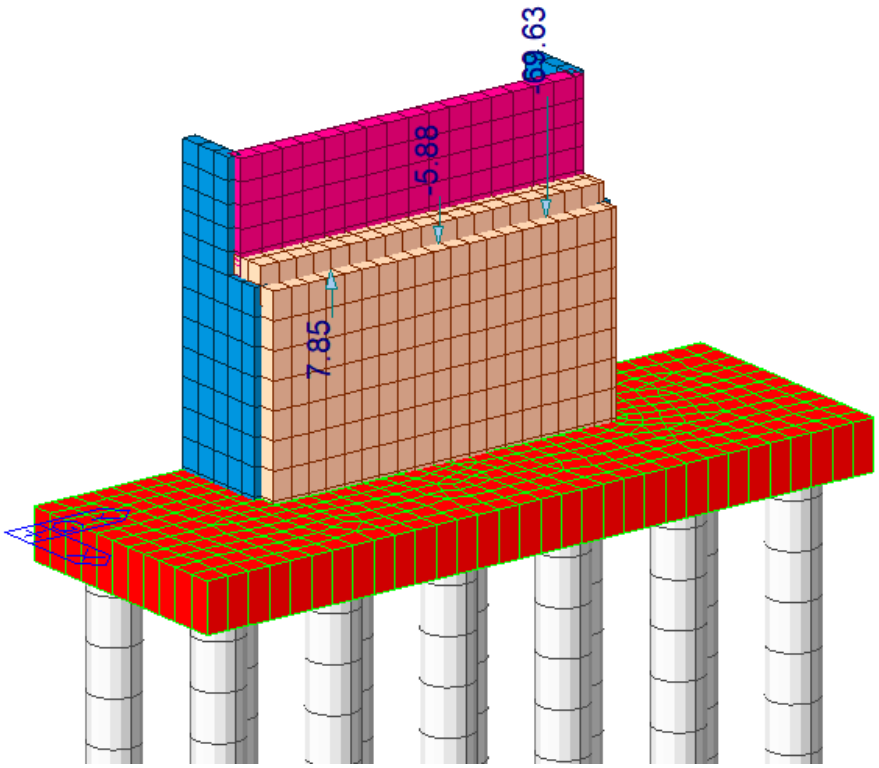


Ilustración 25. Carga DC2

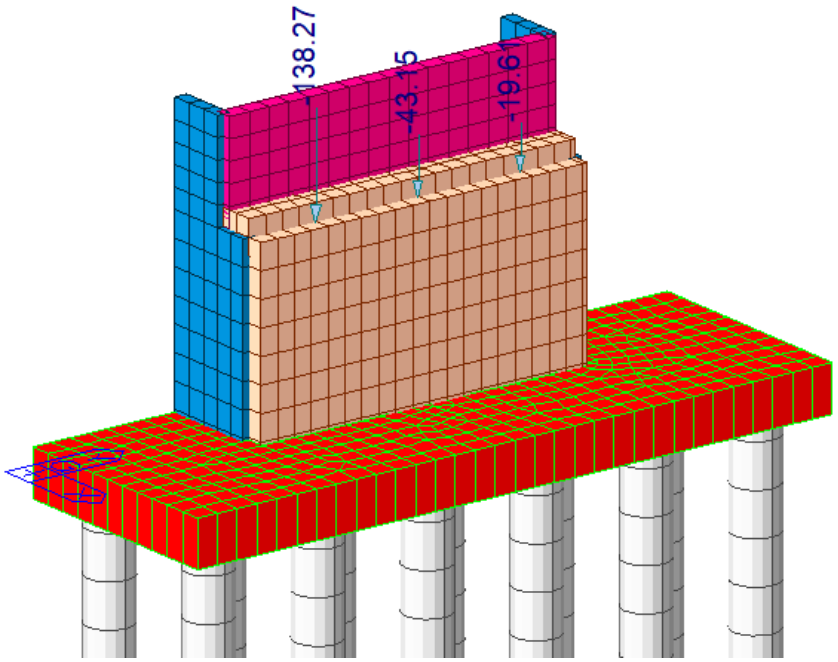


Ilustración 26. Carga DW

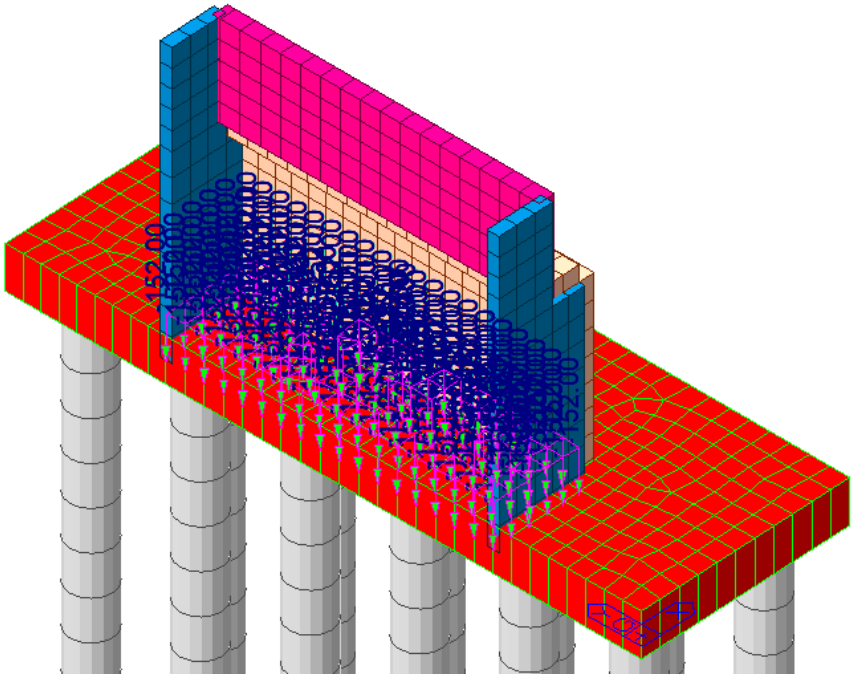


Ilustración 27. Carga EV

Peso relleno

h =	6.85	**m**	**γ =**	21.16	**kN/m³**	**γ*h =**	144.95	**kN/m²**

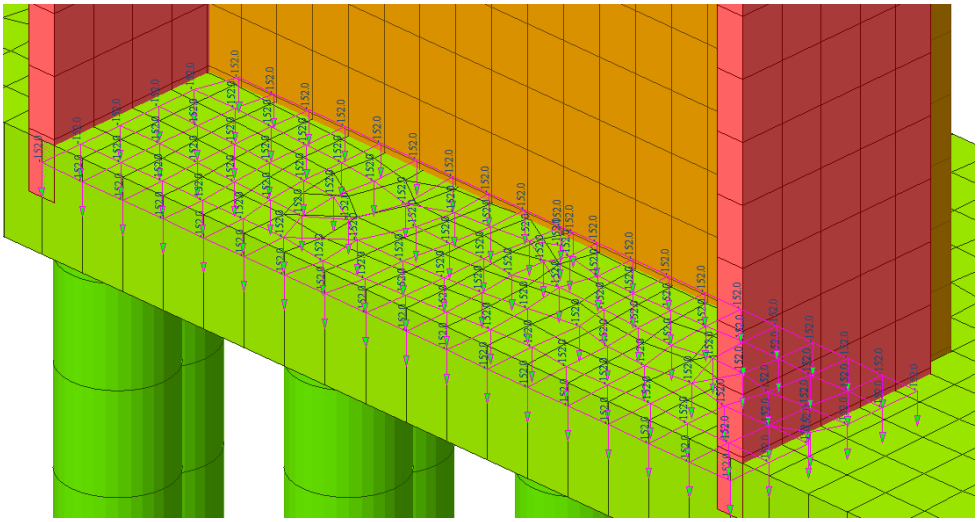


Ilustración 28. Carga EV - 2

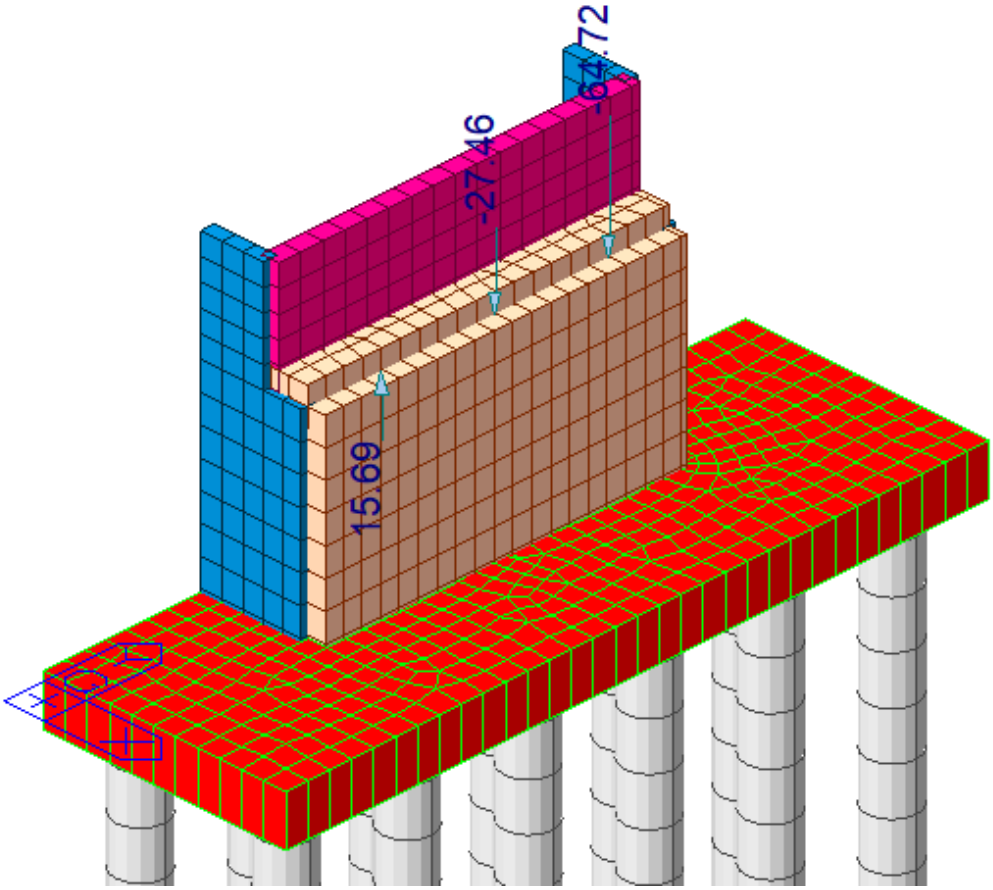


Ilustración 29. Carga PL

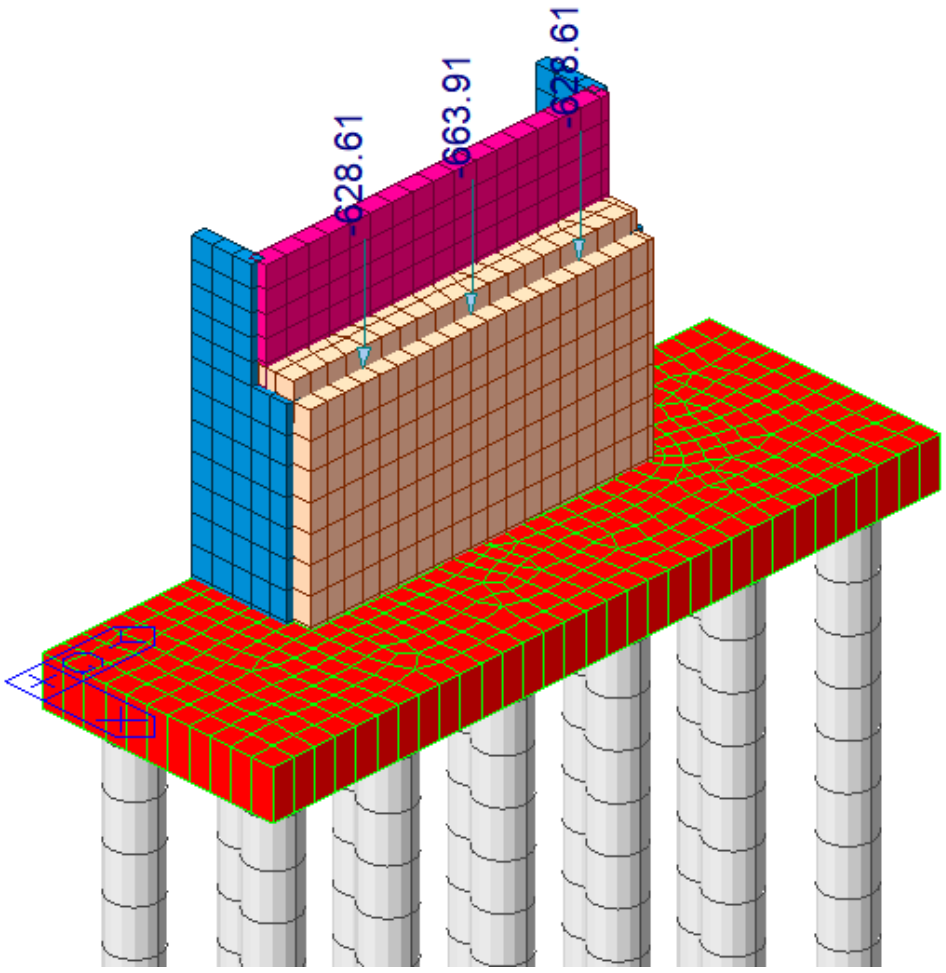


Ilustración 30. Carga LL+IM

Empuje horizontal del relleno

γ	21.16	**kN/m³**	**θ**	90.00	**°**
h	6.85	**m**	**ka**	0.37	
φ	27.50	**°**	**γ*ka**	7.79	**kN/m³**
δ	0.00	**°**	**γ*ka*h**	53.37	**kN/m²**
β	0.00	**°**			

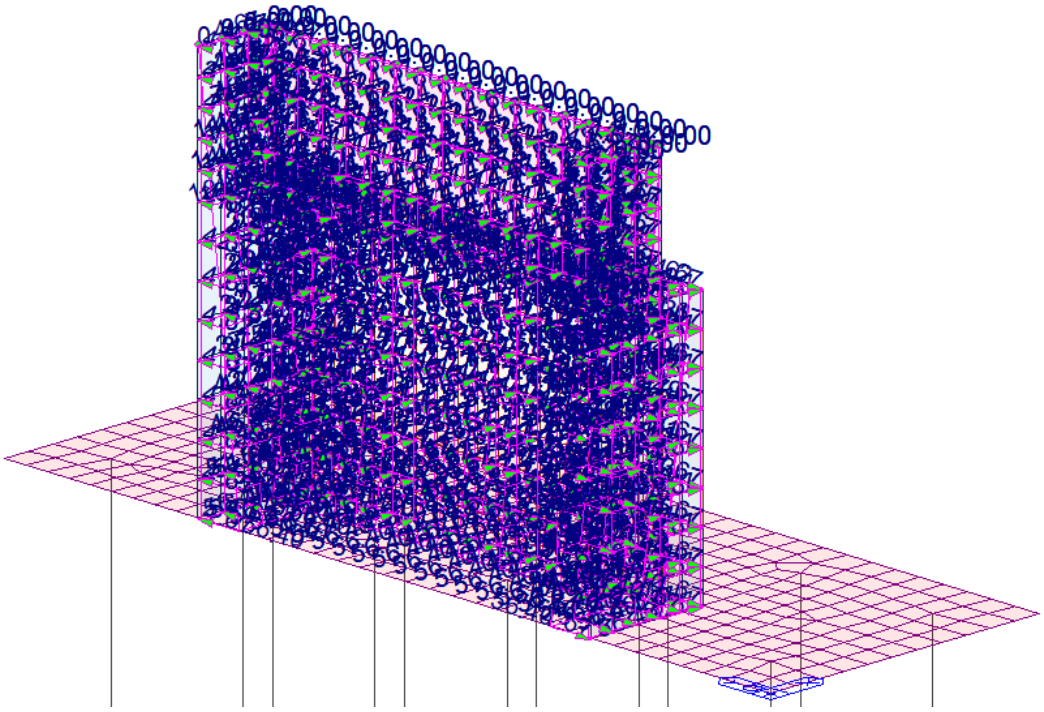


Ilustración 31. Carga EH

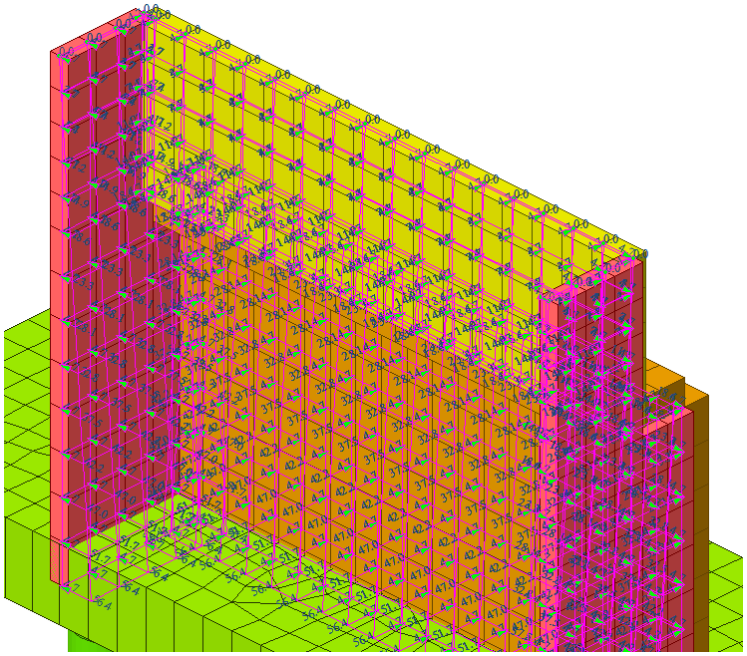


Ilustración 32. Carga EH - 2

Empuje activo dinamico

As	0.23		**h**	6.85	**m**
i	0	°	**kh**	0.11	
δ	0	°	**kv**	0	
θ	6.42	°	**ka**	0.37	
φ	27.50	°	**kae**	0.44	
β	0.00	°	**γ*(kae-ka)**	1.52	**kN/m³**
γ	20.00	**kN/m³**	**γ*(kae-ka)*h**	10.41	**kN/m²**

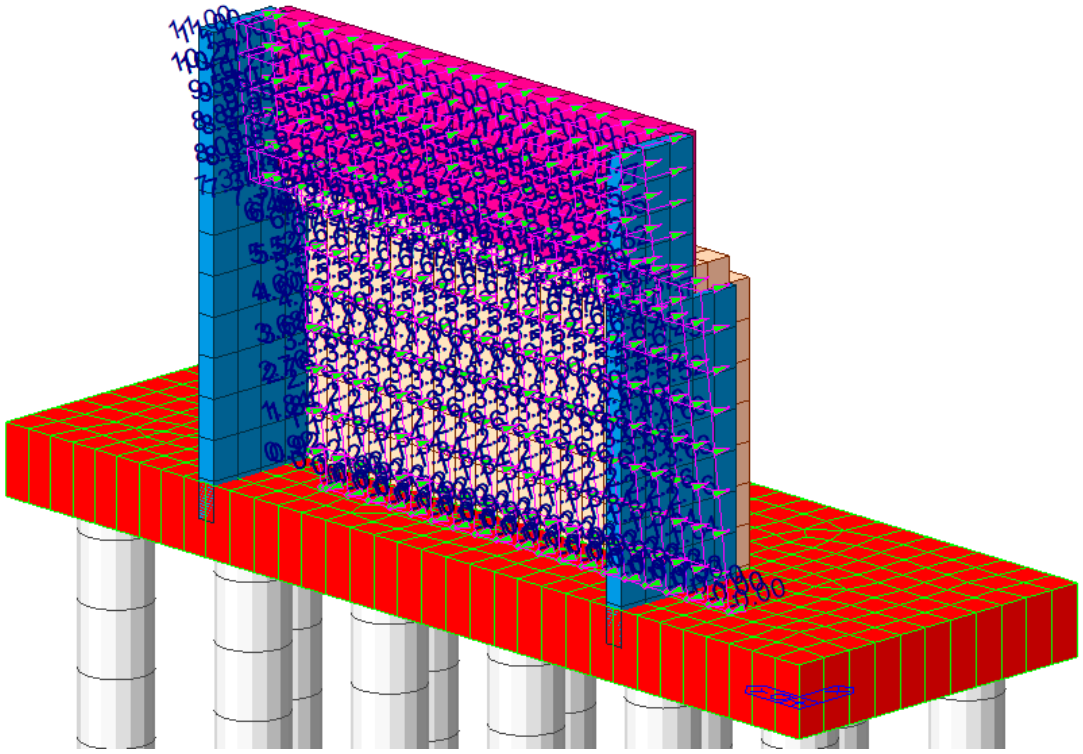


Ilustración 33. Carga EQX1

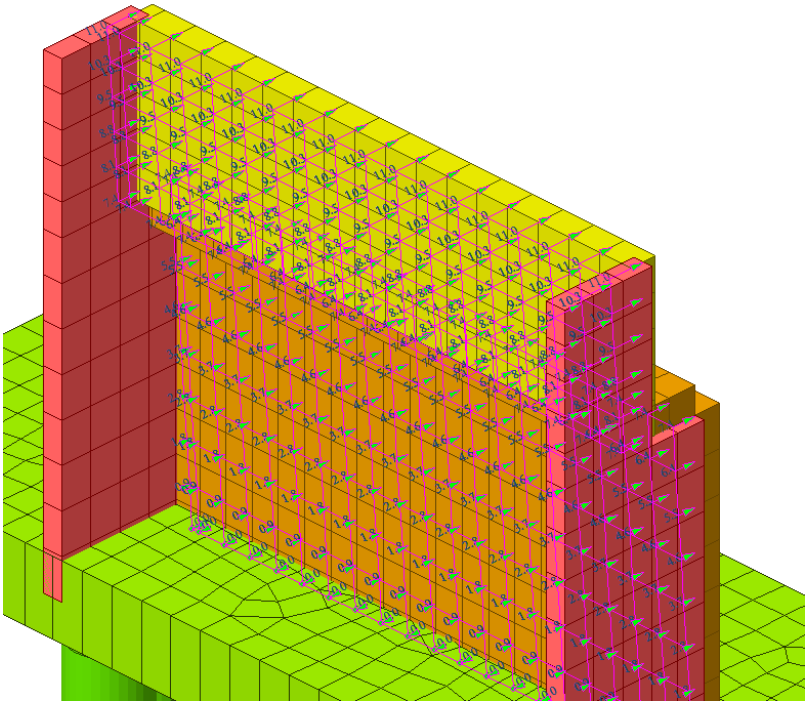


Ilustración 34. EQX1 - 2

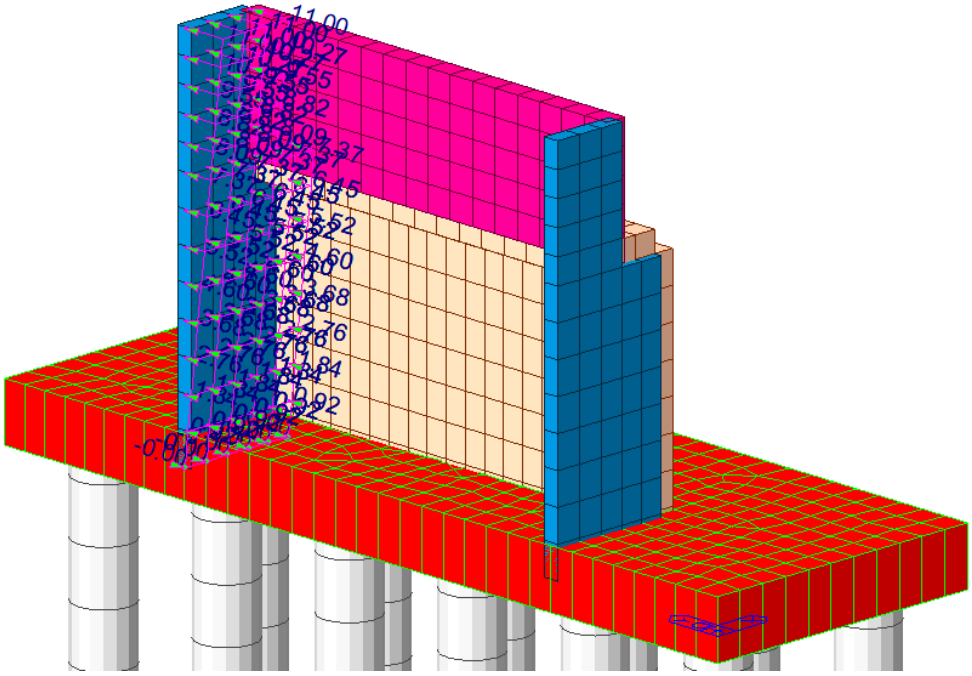


Ilustración 35. Carga EQY1

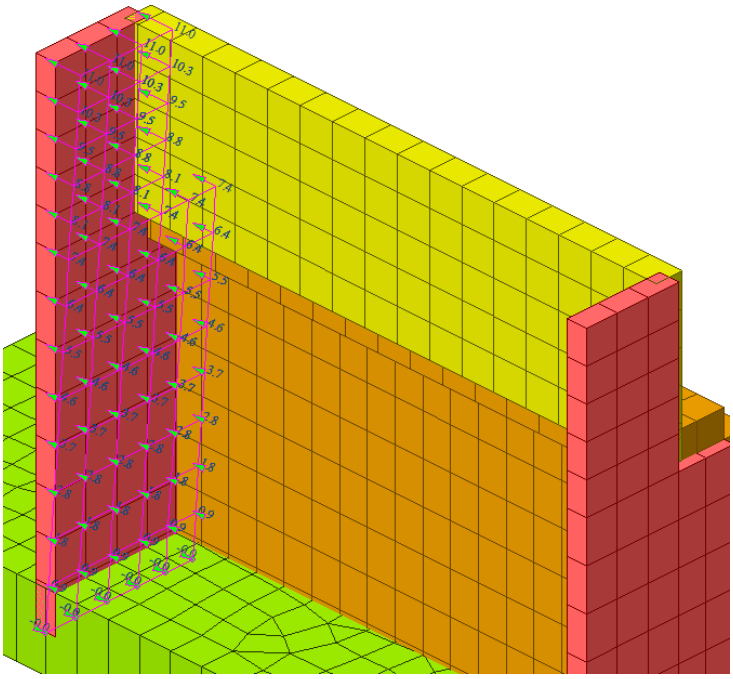


Ilustración 36. Carga EQY1 - 2

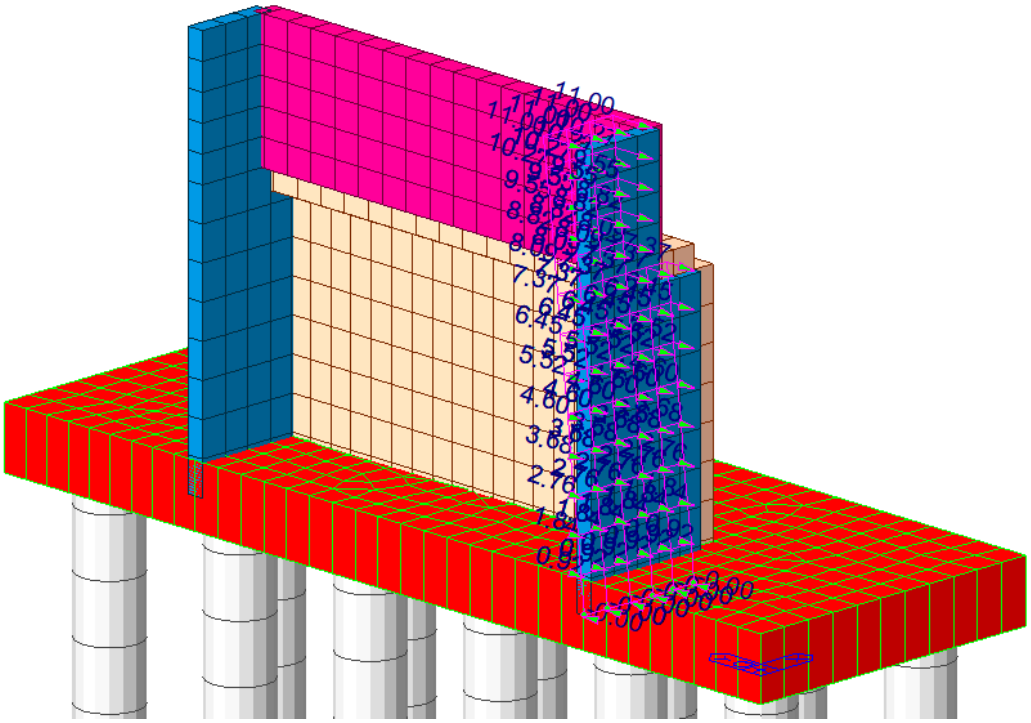


Ilustración 37. Carga EQY2

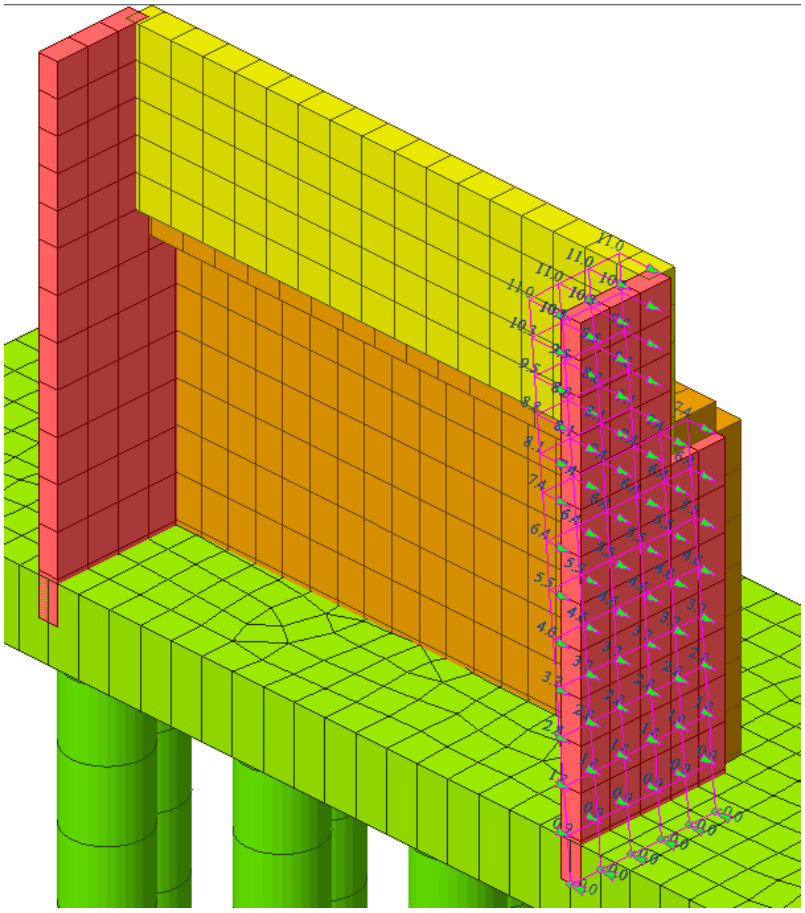


Ilustración 38. Carga EQY2- 2

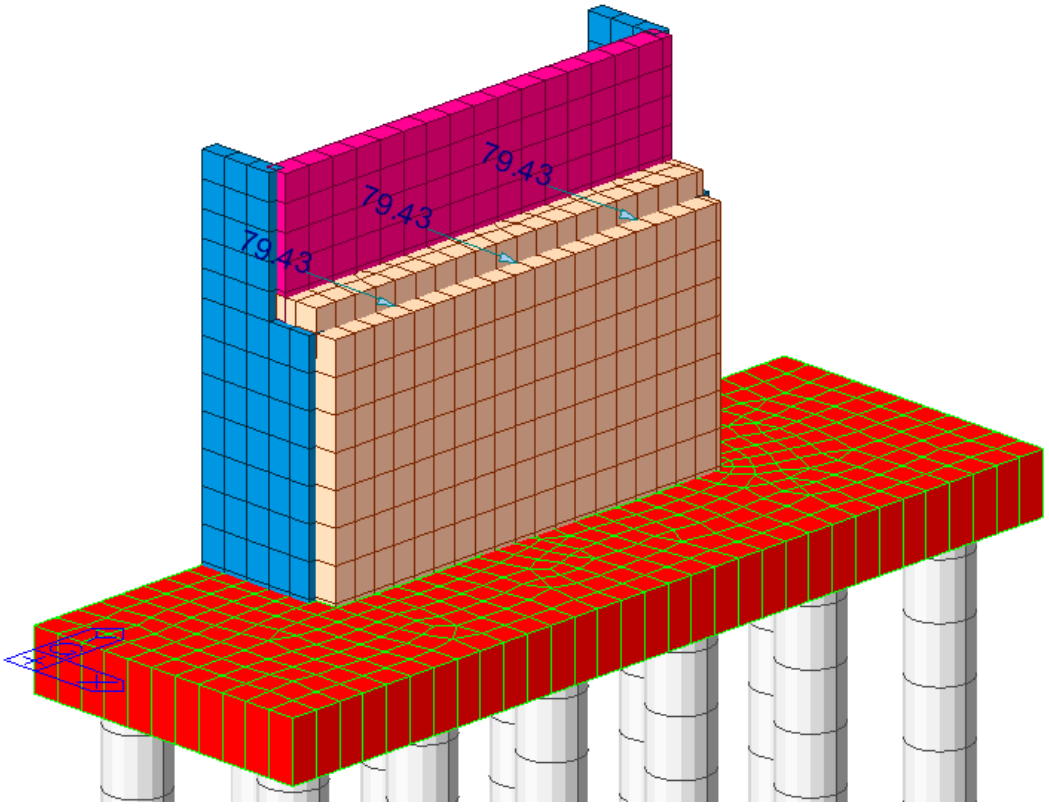


Ilustración 39. Carga EQX2

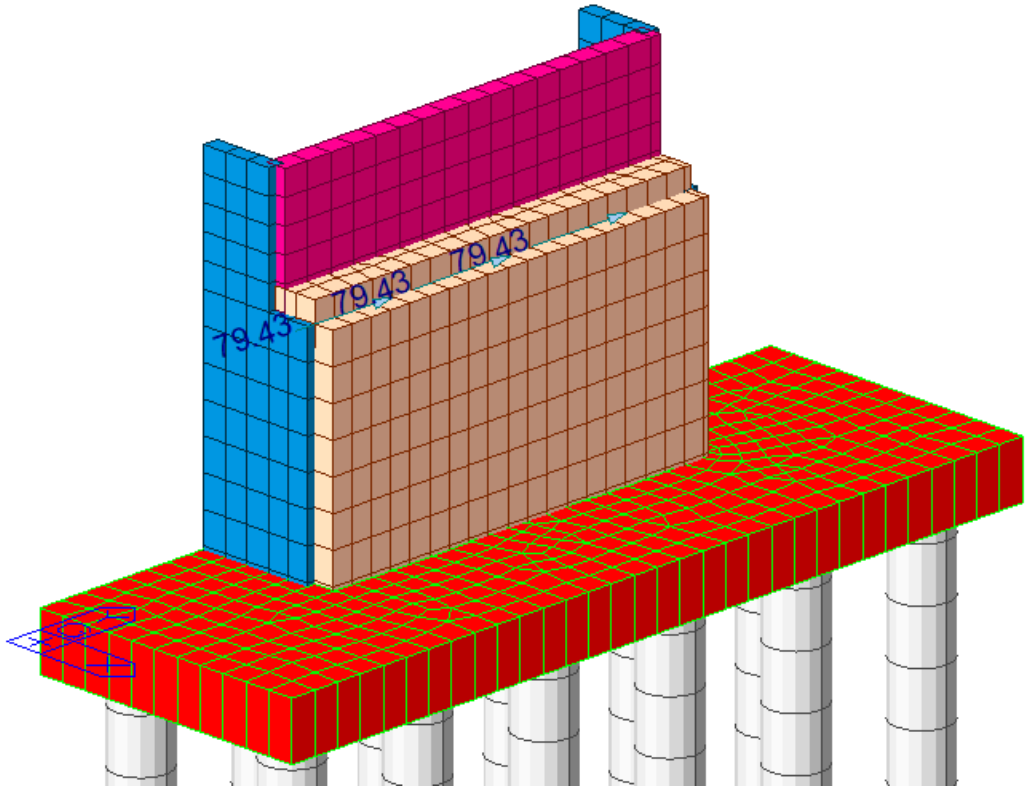


Ilustración 40. Carga EQY3

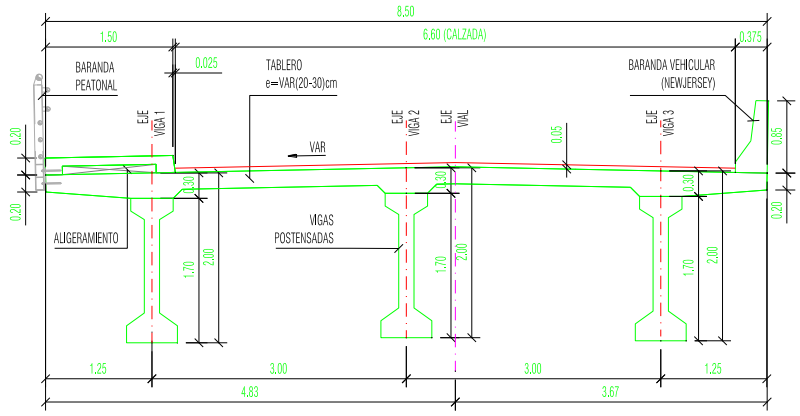
10.1. Diseño del tablero

$$Evento\ extremo\ II = 1.25DC + 1.50DW + 0.5LL$$

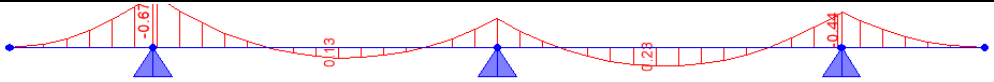
$$Evento\ extremo\ II = 1.25 * 0.4 + 1.50 * 0.7 + 0.5 * 7.6 = 5.35\ ton * m$$

La combinación mas critica es la de Resistencia I.

Geometría

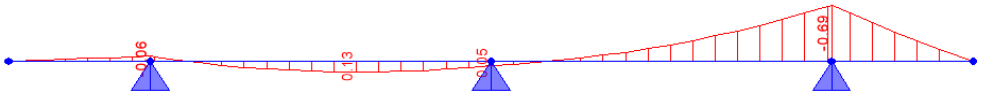


Momentos maximos por carga muerta caso DC



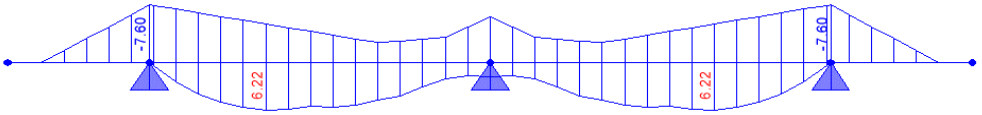
$M_{DC(-)}$ **0.4 Ton*m/m** $M_{DC(+)}$ **0.2 Ton*m/m**

Momentos maximos por carga muerta caso DW



$M_{DW(-)}$ **0.7 Ton*m/m** $M_{DW(+)}$ **0.1 Ton*m/m**

Momentos maximos por carga viva caso LL



$A^*M_{LL(-)}$ **7.6 Ton*m** $A^*M_{LL(+)}$ **6.2 Ton*m**

Anchos de franja

X	950	mm	Voladizos	1931 mm
S	3000	mm	Momento positivo	2310 mm
Factor de presencia múltiple voladizos	1.20		Momento negativo	1970 mm
Factor de presencia múltiple luces interiores	1.00			

Momentos maximos por carga viva en voladizos y en luces intermedias

$M_{LL+i(voladizo)}$	3.9	Ton*m/m	$M_{LL+i(luz)}$	2.7	Ton*m/m

Momentos últimos

$M_{u(voladizo)} = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+i}$	12.6	Ton*m/m	$M_{u(luz)} = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+i}$	6.7	Ton*m/m

Momento resistente en voladizo

Espesor tablero	0.30	m	Profundidad eje neutro, c	0.034	m
f'c concreto	2800	Ton/m2	d**	0.060	m
fy acero	42000	Ton/m2	Profundidad efectiva, d	0.24	m
Refuerzo	#6 c/.175		ρ	0.0068	
A_s	16.23	cm^2/m	ϕ	0.90	
Profundidad bloque de compresiones, a	0.029	m	ϕM_n	13.8	Ton*m
β	0.85		$M_u / \phi M_n$	0.91	

Momento resistente en luces interiores

Espesor tablero	0.20	m	Profundidad eje neutro, c	0.028	m
f'c concreto	2800	Ton/m2	d**	0.04	m
fy acero	42000	Ton/m2	Profundidad efectiva, d	0.16	m
Refuerzo	#5 c/.15		ρ	0.0083	
A_s	13.27	cm^2/m	ϕ	0.90	
Profundidad bloque de compresiones, a	0.023	m	ϕM_n	7.4	Ton*m
β	0.85		$M_u / \phi M_n$	0.90	

Refuerzo de repartición

Refuerzo inferior	#5 c/.15		$A_{s\text{-repartición cal.}}$	8.9	cm^2/m
$A_{s\text{-inferior}}$	13.3	cm^2/m	Refuerzo colocado	#4c/.125	
S	3000	mm	$A_{s\text{-repartición sum.}}$	10.3	cm^2/m
min(3840 / $S^{0.5}$, 67%)	67	%			

Chequeo de fisuración - voladizo

n	8	
ρ	0.0068	
γ_e	0.75	
$n\rho$	0.054	
k	0.28	
j	0.91	
A_s	16.23	cm^2/m
d_s	0.24	m
$M_{(servicio\ I)}$	7.4	Ton*m/m
f_s	20979	Ton/m^2
f_s	30	ksi
d_c	0.060	m
d_c	2.4	pulg
h	0.30	m
β_s	1.36	
$S_{máx}$	8.2	pulg
$S_{máx}$	0.21	m
S_{sum}	0.175	m
	OK	

Chequeo de fisuración - luces interiores

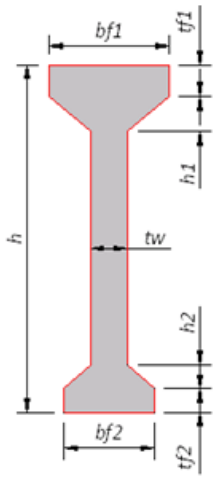
n	8	
ρ	0.0083	
γ_e	0.75	
$n\rho$	0.066	
k	0.30	
j	0.90	
A_s	13.27	cm^2/m
d_s	0.16	m
$M_{(servicio\ I)}$	3.9	Ton*m/m
f_s	20600	Ton/m^2
f_s	29	ksi
d_c	0.040	m
d_c	1.6	pulg
h	0.20	m
β_s	1.36	
$S_{máx}$	10.0	pulg
$S_{máx}$	0.25	m
S_{sum}	0.150	m
	OK	

10.2. Diseño de vigas postensadas

DISEÑO VIGA POSTENSADA TIPO

Propiedades sección simple

b_{f1}	50	cm
b_{f2}	60	cm
t_w	22	cm
h	170	cm
t_{f1}	20	cm
h_1	15	cm
t_{f2}	25	cm
h_2	15	cm
Y_c	**79.1**	**cm**
I_{xx}	**18206661**	**cm4**
C_{sup}	90.9	cm
C_{inf}	79.1	cm
S_{sup}	**200397**	**cm3**
S_{inf}	**230036**	**cm3**



Centroide e inercia sección simple

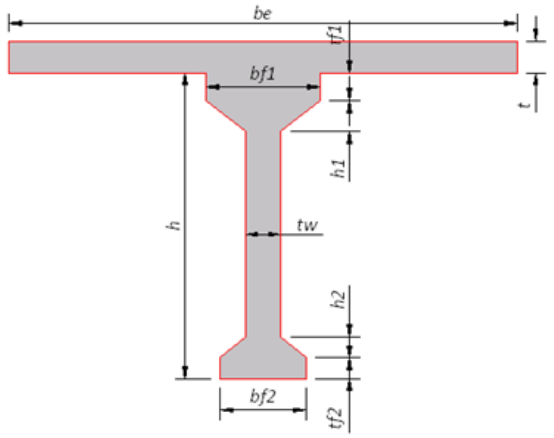
Figura	Ai (cm2)	yi (cm)	Ai yi (cm3)	di (cm)	Ai di2	Io (cm4)
1	3740	85	260100	5.9	104827	7369500
2	640	160	102400	80.9	4183810	21333
3	1050	13	13125	66.6	4663918	54688
4	240	145	34800	65.9	1040787	3000
5	315	30	9450	49.1	760861	3938
S	**5704**		**419875**		**10754203**	**7452458**

Ancho efectivo de aleta

f'_c tablero	28	Mpa	**b**	2.75	**m**
f'_c viga	35	Mpa	**n**	**1.12**	
E_c tablero	25399	Mpa	**b_e**	**2.46**	**m**
E_c viga	28397	Mpa			

Propiedades sección compuesta

be	246 cm
t	24 cm
b_{f1}	50 cm
b_{f2}	60 cm
t_w	22 cm
h	170 cm
t_{f1}	20 cm
h_1	15 cm
t_{f2}	25 cm
h_2	15 cm
Y_c	**136.5 cm**
I_{xx}	**51596895 cm^4**
C_{sup}	57.5 cm
$C_{intermedio}$	33.5 cm
C_{inf}	136.5 cm
S_{sup}	**897001 cm^3**
$S_{intermedio}$	**1539215 cm^3**
S_{inf}	**378059 cm^3**



Centroide e inercia sección compuesta

Figura	Ai (cm2)	yi (cm)	Ai yi (cm3)	di (cm)	Ai di^2	Io (cm^4)
1	3060	85	260100	51.5	8109090	7369500
2	640	160	102400	23.5	354089	21333
3	1050	12.5	13125	124.0	16139185	54688
4	240	145	34800	8.5	17428	3000
5	315	30	9450	106.5	3571362	3938
6	5903	188	1109805	51.5	15669928	283355
Σ	**11208**		**1529680**		**43861082**	**7735813**

Diagramas de tensionamiento de cables

DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO DE CABLES

CABLE **1** **12 Torones de 5/8"**

TENSIONADO POR **IZQUIERDA**

Distancias principales

Longitud total de la viga	30.00	m
Distancia de ejes de apoyo a bordes	0.50	m
Longitud recta L_{BD}	0.00	m
Distancia del borde al primer anclaje	0.15	m
Distancia del borde al segundo anclaje	0.60	m
Altura del ducto en anclaje	0.45	m
Altura al centro del ducto en L/2	0.10	m
Longitud bloque de anclaje	1.50	m
Longitud de transición	1.00	m
Anclaje en eje	1	

Materiales y Coeficientes de pérdidas

fpu	18600	kg/cm2
Es	1950000	kg/cm2
f'c	350	kg/cm2
f'ci	280	kg/cm2
μ	0.25	1/rad
κ	6.6E-04	1/m
Δ	0.50	cm

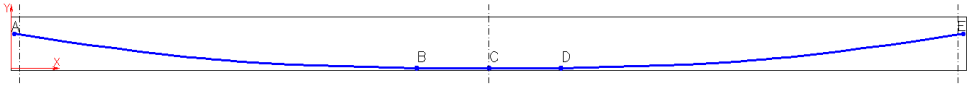
Fuerza inicial Fo:

Diámetro de torones	5/8"	
Número de torones	12	Torones
As torón	1.4	cm2
As total	16.8	cm2
Po por torón	20	Ton
Fo	**240.0**	**Ton**

Constantes k de parabolas:

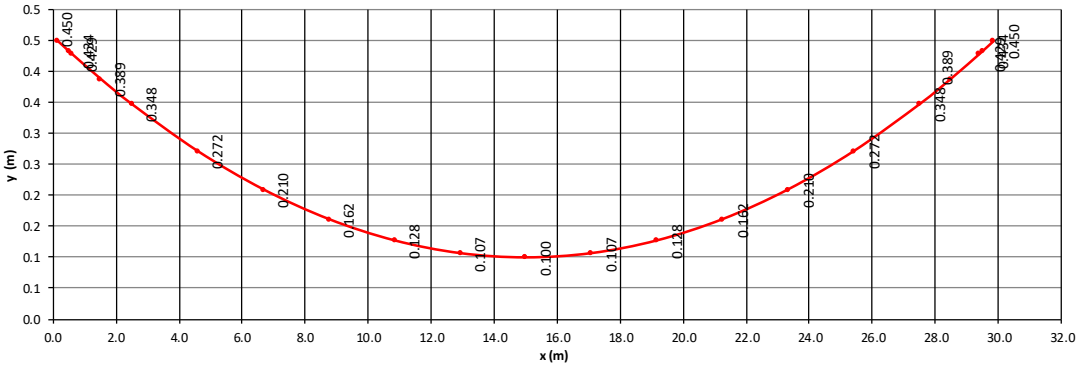
k_1 =	0.00159
k_2 =	0.00159

Puntos conocidos:



pto	A	B	C	D	E
x	0.15	15.00	15.00	15.00	29.85
y*	0.35	0.00	0.00	0.00	0.35

TRAZADO DEL CABLE 1



Tensión en cable considerando perdidas por fricción y curvatura no intencional:

pto	x (m)	y' = tanθ	Δθ (rad)	$Lh_{-acum.}$ (m)	$e^{-(\mu\theta+\kappa L)}$	F_x (Ton)	F^*_x (Ton)
A	0.15	-0.047	0.000	0.00	1.000	**240.00**	**240.00**
B	15.00	0.000	0.047	14.85	0.979	**234.87**	**234.87**
C	15.00	0.000	0.047	14.85	0.979	**234.87**	**234.87**
D	15.00	0.000	0.047	14.85	0.979	**234.87**	**234.87**
E	29.85	0.047	0.094	29.70	0.958	**229.86**	**240.00**

Fuerzas corregidas penetración de cuñ

Cable tensionado por un extremo

Pto	x (m)	F (Ton)
A	0.15	**225.02**
B	15.00	**230.15**
D	15.00	**230.15**
Xc	22.00	**232.51**
E	29.85	**229.86**

Penetración de cuña:

Caso	3	P(Xc)	232.51 **Ton**	Alargamiento primer tensionamiento δ_1	21.3 cm
Es As	32760 Ton	**Δ calculado:**	**0.50 cm**	δ_1/L	**0.0072**
Xc	22.00 m		**OK**	Alargamiento retensionamiento δ_2	0.2 cm

DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1 TENSIONADO POR UN SOLO LADO (IZQUIERDA)

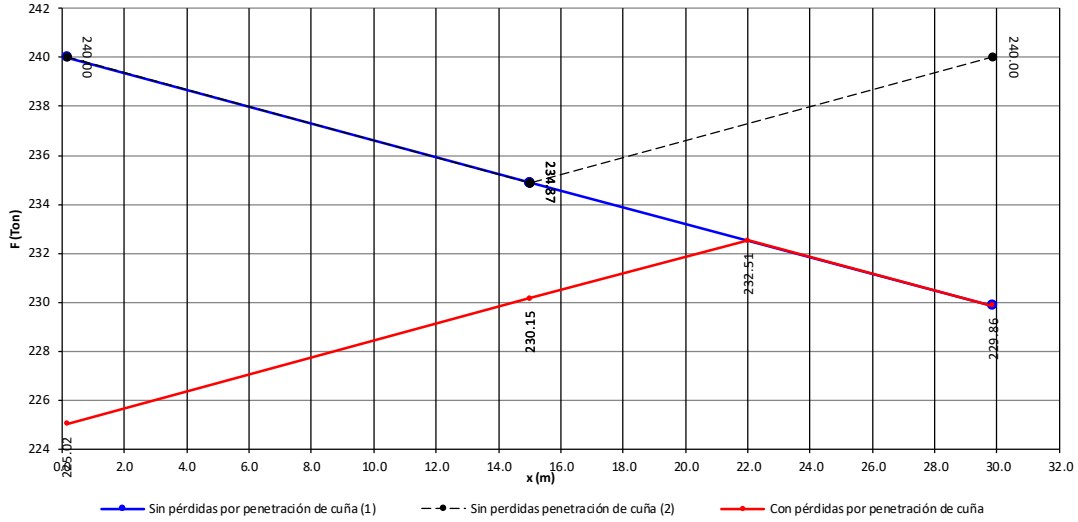


DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1 TENSIONADO POR IZQUIERDA

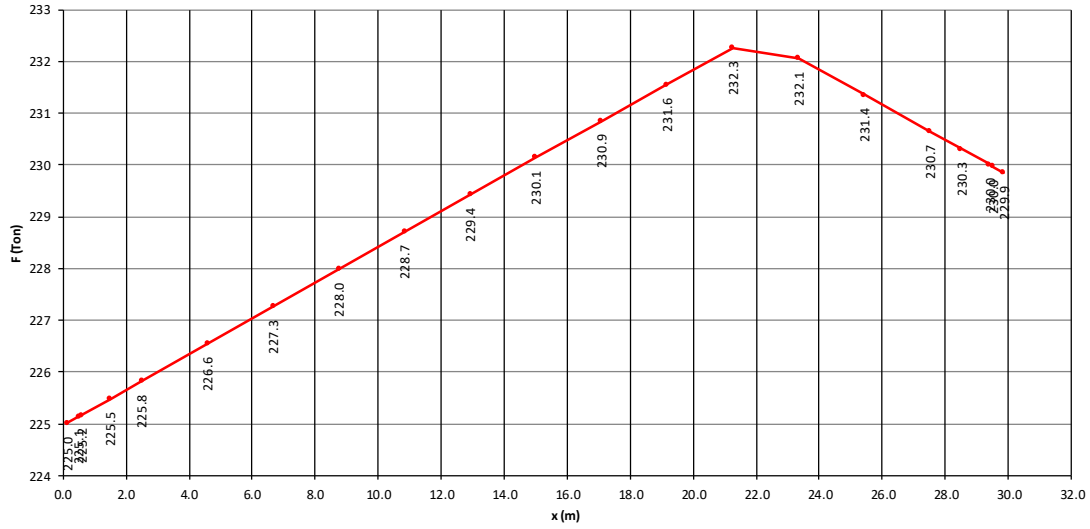


DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO DE CABLES

CABLE **1** **12 Torones de 5/8"**

TENSIONADO POR **DERECHA**

Distancias principales

Longitud total de la viga	30.00	m
Distancia de ejes de apoyo a bordes	0.50	m
Longitud recta L_{BD}	2.50	m
Distancia del borde al primer anclaje	0.15	m
Distancia del borde al segundo anclaje	0.60	m
Altura del ducto en anclaje	0.90	m
Altura al centro del ducto en L/2	0.10	m
Longitud bloque de anclaje	1.50	m
Longitud de transición	1.00	m
Anclaje en eje	1	

Materiales y Coeficientes de pérdidas

fpu	18600	kg/cm2
Es	1950000	kg/cm2
f'c	350	kg/cm2
f'ci	280	kg/cm2
μ	0.25	1/rad
κ	6.6E-04	1/m
Δ	0.50	cm

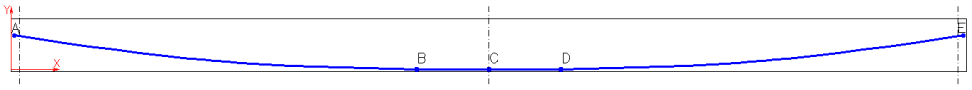
Fuerza inicial Fo:

Diámetro de torones	5/8"	
Número de torones	12	Torones
As torón	1.4	cm2
As total	16.8	cm2
Po por torón	20	Ton
Fo	**240.0**	**Ton**

Constantes k de parabolas:

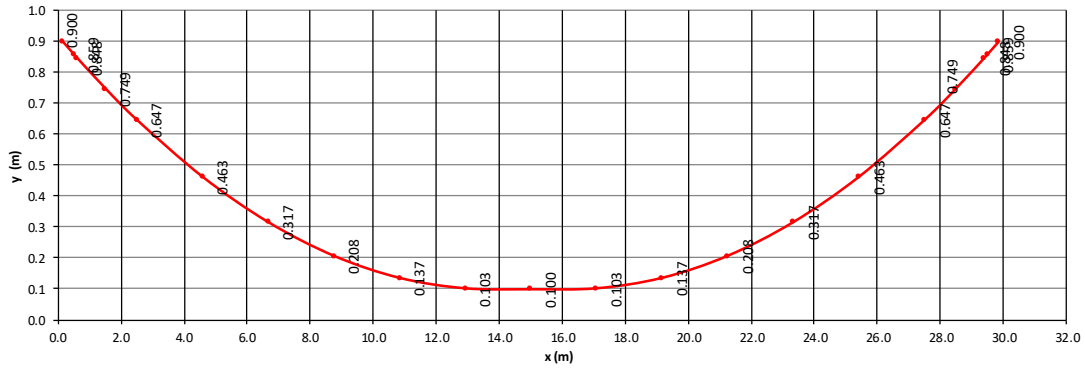
k_1 =	0.00433
k_2 =	0.00433

Puntos conocidos:



pto	A	B	C	D	E
x	0.15	13.75	15.00	16.25	29.85
y*	0.80	0.00	0.00	0.00	0.80

TRAZADO DEL CABLE 1



Tensión en cable considerando perdidas por fricción y curvatura no intencional:

pto	x (m)	y' = tanθ	Δθ (rad)	Lh-$_{acum.}$ (m)	$e^{-(\mu\theta+\kappa L)}$	F_x (Ton)	F^*_x (Ton)
A	0.15	-0.118	0.000	0.00	1.000	**240.00**	**240.00**
B	13.75	0.000	0.118	13.60	0.962	**230.96**	**230.96**
C	15.00	0.000	0.118	14.85	0.962	**230.77**	**230.77**
D	16.25	0.000	0.118	16.10	0.961	**230.58**	**230.96**
E	29.85	0.118	0.235	29.70	0.925	**221.90**	**240.00**

Fuerzas corregidas penetración de cuñ

Cable tensionado por un extremo

Pto	x (m)	F (Ton)
A	0.15	**219.44**
B	13.75	**228.48**
D	16.25	**228.86**
Xc	17.60	**229.72**
E	29.85	**221.90**

Penetración de cuña:				Alargamientos	
Caso	3	P(Xc)	229.72 **Ton**	Alargamiento primer tensionamiento δ_1	20.9 cm
Es As	32760 Ton	**Δ calculado:**	**0.50 cm**	δ_1/L	**0.0070**
Xc	17.60 m		**OK**	Alargamiento retensionamiento δ_2	0.4 cm

DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1 TENSIONADO POR UN SOLO LADO (IZQUIERDA)

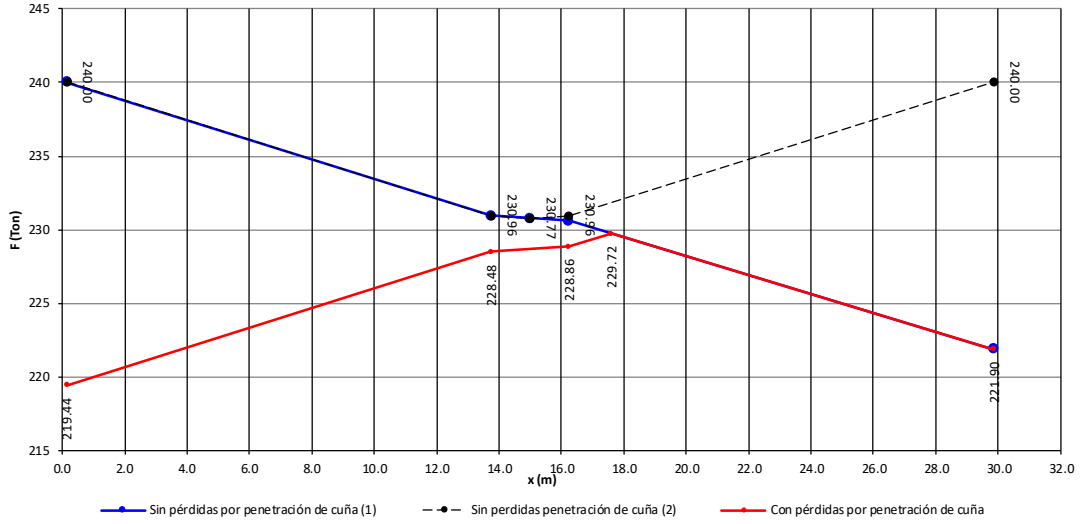


DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1 TENSIONADO POR DERECHA

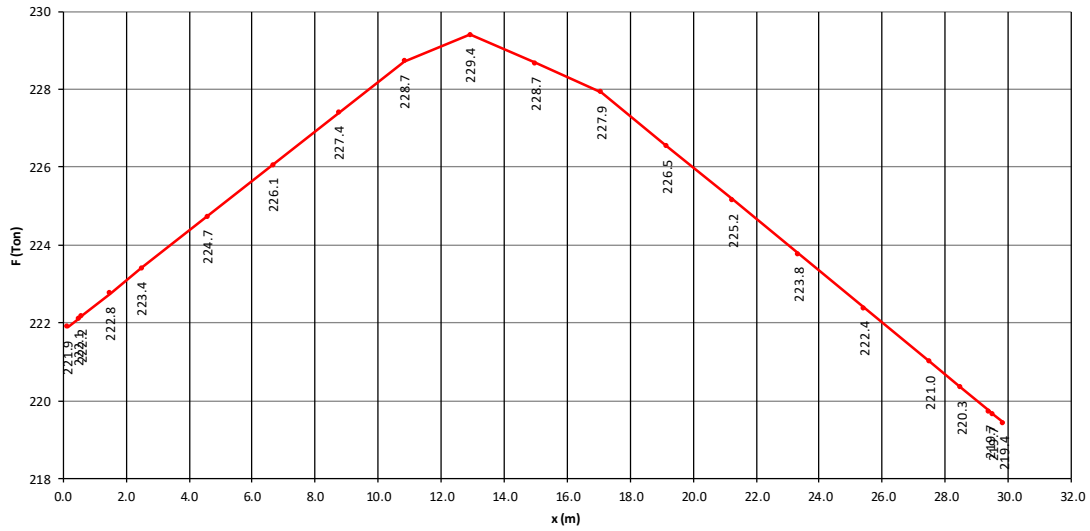


DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO DE CABLES

CABLE **3** **10 Torones de 5/8"**

TENSIONADO POR **IZQUIERDA**

Distancias principales

Longitud total de la viga	30.00	m
Distancia de ejes de apoyo a bordes	0.50	m
Longitud recta L_{BD}	5.00	m
Distancia del borde al primer anclaje	0.15	m
Distancia del borde al segundo anclaje	0.60	m
Altura del ducto en anclaje	1.35	m
Altura al centro del ducto en L/2	0.10	m
Longitud bloque de anclaje	1.50	m
Longitud de transición	1.00	m
Anclaje en eje	2	

Materiales y Coeficientes de pérdidas

fpu	18600	kg/cm2
Es	1950000	kg/cm2
f'c	350	kg/cm2
f'ci	280	kg/cm2
μ	0.25	1/rad
κ	6.6E-04	1/m
Δ	0.50	cm

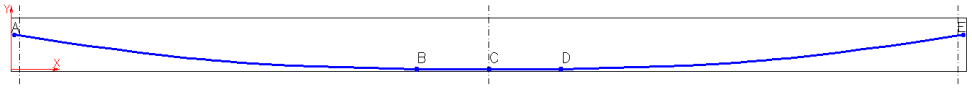
Fuerza inicial Fo:

Diámetro de torones	5/8"	
Número de torones	10	Torones
As torón	1.4	cm2
As total	14	cm2
Po por torón	20	Ton
Fo	**200.0**	**Ton**

Constantes k de parabolas:

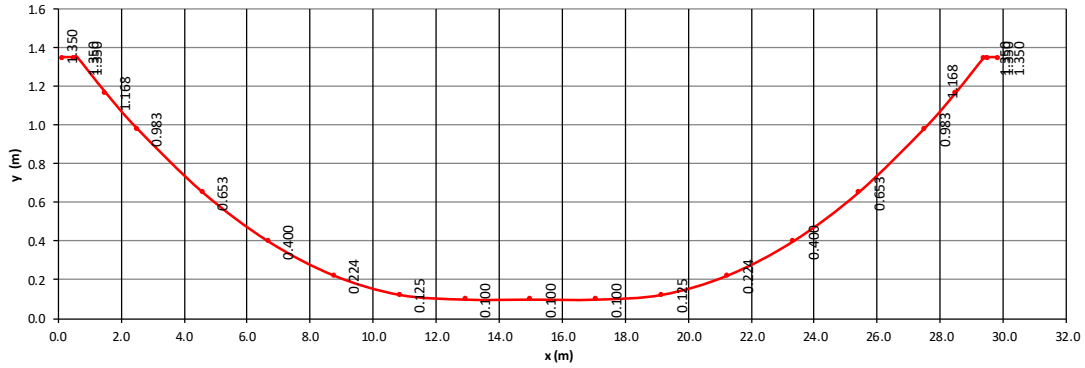
k_1 =	0.00883
k_2 =	0.00883

Puntos conocidos:



pto	A	B	C	D	E
x	0.60	12.50	15.00	17.50	29.40
y*	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25

TRAZADO DEL CABLE 3



Tensión en cable considerando perdidas por fricción y curvatura no intencional:

pto	x (m)	y' = tanθ	Δθ (rad)	$Lh_{-acum.}$ (m)	$e^{-(\mu\theta+\kappa L)}$	F_x (Ton)	F^*_x (Ton)
A	0.60	-0.210	0.000	0.00	1.000	**200.00**	**200.00**
B	12.50	0.000	0.210	11.90	0.941	**188.28**	**188.28**
C	15.00	0.000	0.210	14.40	0.940	**187.97**	**187.97**
D	17.50	0.000	0.210	16.90	0.938	**187.66**	**188.28**
E	29.40	0.210	0.420	28.80	0.883	**176.67**	**200.00**

Fuerzas corregidas penetración de cuñ

Cable tensionado por un extremo

Pto	x (m)	F (Ton)
A	0.60	**176.76**
Xc	12.40	**188.38**
B	12.50	**188.28**
D	17.50	**187.66**
E	29.40	**176.67**

Penetración de cuña:				Alargamientos	
Caso	1	P(Xc)	188.38 **Ton**	Alargamiento primer tensionamiento δ_1	19.8 cm
Es As	27300 Ton	**Δ calculado:**	**0.50 cm**	δ_1/L	**0.0069**
Xc	12.40 m		**OK**	Alargamiento retensionamiento δ_2	0.5 cm

DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 3 TENSIONADO POR UN SOLO LADO (IZQUIERDA)

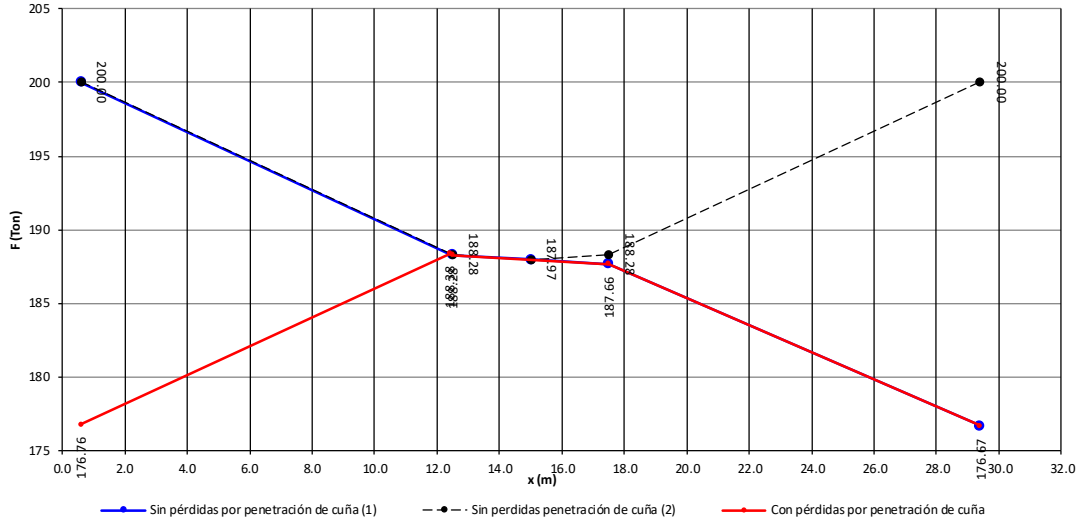
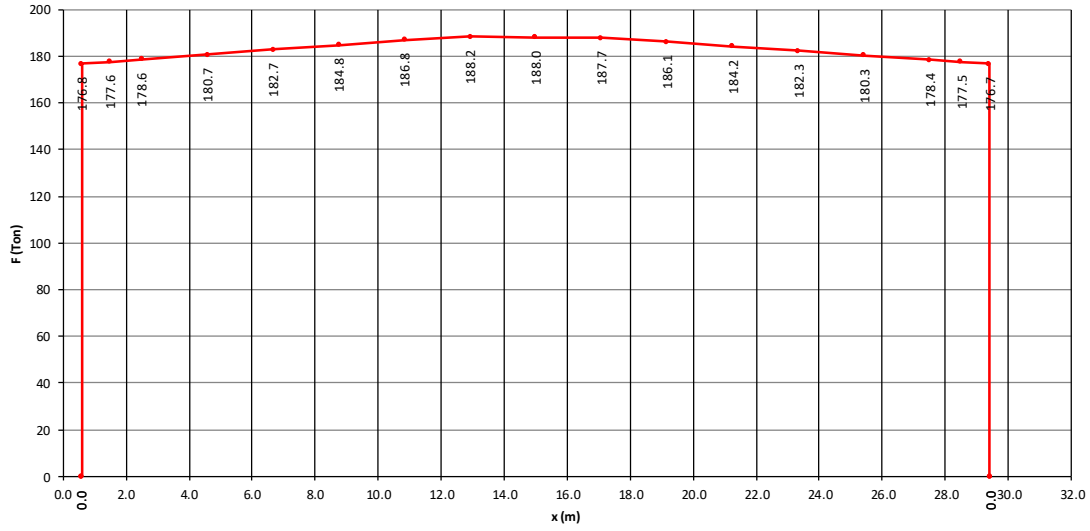


DIAGRAMA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 3 TENSIONADO POR IZQUIERDA



MOMENTOS DE DISEÑO VIGA TIPO

W_{DC0} 1.27 Ton/m

L 29 m

Momentos actuantes

Wviga **37 Ton**

X	0.15	0.50	0.60	1.50	2.50	4.58	6.67	8.75	10.83	12.92	15.00	17.08	19.17	21.25	23.33	25.42	27.50	28.50	29.40	29.50	29.85
M_{DC1} (Ton*m)	0	11	15	53	92	164	222	268	301	320	327	317	294	258	210	148	73	32	0	0	0
M_{DC2} (Ton*m)	0	0	0	0	-1	-2	-2	-3	-4	-5	-5	-5	-4	-3	-2	-1	0	0	0	0	0
M_W (Ton*m)	0	2	3	14	24	43	57	69	76	80	81	79	74	66	54	39	19	8	0	0	1
M_{LL+IM} (Ton*m)	0	13	19	67	117	207	277	330	368	389	395	386	360	319	262	187	93	41	1	0	-3
M_{CE} (Ton*m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M_{DC0} (Ton*m)	3	9	11	26	42	71	95	113	125	132	134	130	120	105	84	58	26	9	-7	-9	-16
M_{DC1} (Ton*m)	-3	2	4	27	50	92	128	155	176	188	193	187	174	154	125	90	47	23	7	9	16
M_{DC2} (Ton*m)	0	0	0	0	-1	-2	-2	-3	-4	-5	-5	-5	-4	-3	-2	-1	0	0	0	0	0
M_W (Ton*m)	0	2	3	14	24	43	57	69	76	80	81	79	74	66	54	39	19	8	0	0	1
$M_{LL+IM+CE}$ (Ton*m)	0	13	19	67	117	207	277	330	368	389	395	386	360	319	262	187	93	41	1	0	-3

CALCULO DE PERDIDAS A LARGO PLAZO

Pérdidas a largo plazo

$$\Delta f_{pLT} = \left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}\right)_{id} + \left(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS}\right)_{df} \qquad (5.9.5.4.1\text{-}1)$$

Retracción (Δf_{pSD})

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_c}\left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c}\right)\left[1 + 0.7\psi_b\left(t_f, t_i\right)\right]}$$

$$\psi_{(t,t_i)} = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

$$k_s = 1.45 - 0.0051(V/S) \geq 1.0$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}}$$

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 0.58 f'_{ci} + t}\right)$$

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td}\, 0.48x10^{-3}$$

$$k_{hs} = \left(2.00 - 0.014H\right)$$

f_{ci}	28	Mpa
H	80	%
V	600000	mm^3
S	5000	mm^2
t_d	40	dias
t_f	27375	dias
$t_f - t_d$	27335	dias
k_s	1.00	
k_{hc}	0.92	
k_f	1.00	
$k_{td}\,(t_d, t_f)$	1.00	
k_{hs}	0.88	
$\psi_b\,(t_d, t_f)$	**1.13**	

E_p	197000	Mpa
E_{ci}	25098	Mpa
A_{ps}	4760	mm^2
A_c	1120822	mm^2
e_{pc}	1227	mm
I_c	5.15969E+11	mm^4
ε_{bdf}	**4.22E-04**	
K_{df}	**0.80**	
Δf_{pSD}	**66**	**Mpa**

Flujo plástico (Δf_{pCD})

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}\left[\psi_b\left(t_f, t_i\right) - \psi_b\left(t_d, t_i\right)\right] K_{df} + \frac{E_p}{E_c}\Delta f_{cd}\,\psi_b\left(t_f, t_d\right) K_{df}$$

E_c	28397	MPa
P	459	Ton
A	0.53	m^2
e_{ss}	0.67	m
I_{ss}	0.1821	m^4
M_{DC0}	134	Ton*m
f_{cgp}	**15**	**Mpa**
t_i	14	dias
$t_d - t_i$	26	dias
$k_{td}\,(t_d, t_f)$	0.37	
$\psi_b\,(t_d, t_i)$	**0.47**	

M_{DC1}	193	Ton*m
M_{DC2}	-5	Ton*m
M_{DW}	81	Ton*m
e_{sc}	1.48	m
I_{sc}	0.5160	m^4
Δf_{cd}	**9**	**Mpa**
$t_f - t_i$	27361	dias
$k_{td}\,(t_f, t_i)$	1.00	
$\psi_b\,(t_f, t_i)$	**1.28**	
$\psi_b\,(t_d, t_f)$	1.13	
K_{df}	0.80	
Δf_{pCD}	**63**	**Mpa**

Relajación de los torones de preesfuerzo (Δf_{pR2})

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pi}}{K_L}\left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55\right)$$

La pérdida por relajación, Δf_{pR1}, puede suponerse igual a 8 MPa (1.2 ksi) para torones de baja relajación.

Δf_{pR2}	**8 Mpa**

Contracción de la losa de concreto (Δf_{pSS})

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c}\Delta f_{cdf} K_{df}\left[1 + 0.7\psi_b\left(t_f, t_d\right)\right]$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{\left[1 + 0.7\psi_d\left(t_f, t_d\right)\right]}\left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c}\right)$$

ε_{ddf}	4.22E-04	
A_d	590322	mm^2
E_{cd}	25399	Mpa
e_d	-455	mm
Δf_{cdf}	**7**	**Mpa**
Δf_{pSS}	**65**	**Mpa**

Total de pérdidas a largo plazo (Δf_{pLT})

Δf_{pSD}	**66 Mpa**
Δf_{pCD}	**63 Mpa**
Δf_{pR2}	**8 Mpa**
Δf_{pSS}	**-65 Mpa**

Δf_{pLT}	**72 Mpa**
N	34 torones
Aps	47.6 cm^2
ΔP_{pLT}	**34.3 Ton**

Momentos actuantes	EJE 1										CL									EJE 2	
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
x	0.15	0.50	0.60	1.50	2.50	4.58	6.67	8.75	10.83	12.92	15.00	17.08	19.17	21.25	23.33	25.42	27.50	28.50	29.40	29.50	29.85
M_{DC0} (Ton*m)	3	9	11	26	42	71	95	113	125	132	134	130	120	105	84	58	26	9	-7	-9	-16
M_{DC1} (Ton*m)	-3	2	4	27	50	92	128	155	176	188	193	187	174	154	125	90	47	23	7	9	16
M_{DC2} (Ton*m)	0	0	0	0	-1	-2	-2	-3	-4	-5	-5	-5	-4	-3	-2	-1	0	0	0	0	0
M_W (Ton*m)	0	2	3	14	24	43	57	69	76	80	81	79	74	66	54	39	19	8	0	0	1
$M_{LL+IM+CE}$ (Ton*m)	0	13	19	67	117	207	277	330	368	389	395	386	360	319	262	187	93	41	1	0	-3

Momentos producidos por el tensionamiento sobre la sección simple — y_c 0.79 m — Agrupamiento 0.02 m

Cable 1																					
P (Ton)	225	225	225	225	226	227	227	228	229	229	230	231	232	232	232	231	231	230	230	230	230
y (m)	0.450	0.434	0.429	0.389	0.348	0.272	0.210	0.162	0.128	0.107	0.100	0.107	0.128	0.162	0.210	0.272	0.348	0.389	0.429	0.434	0.450
Cable 2																					
P (Ton)	222	222	222	223	223	225	226	227	229	229	229	228	227	225	224	222	221	220	220	220	219
y (m)	0.900	0.859	0.848	0.749	0.647	0.463	0.317	0.208	0.137	0.103	0.100	0.103	0.137	0.208	0.317	0.463	0.647	0.749	0.848	0.859	0.900
Cable promedio primer tensionamiento																					
P (Ton)	447	447	447	448	449	451	453	455	457	459	459	459	458	457	456	454	452	451	450	450	449
M (Ton-m)	44	57	61	92	124	183	231	268	293	306	309	306	293	269	232	184	126	93	62	59	46
$Y_{promedio}$	0.69	0.66	0.66	0.59	0.52	0.39	0.28	0.20	0.15	0.12	0.12	0.12	0.15	0.20	0.28	0.38	0.51	0.58	0.65	0.66	0.69

Momentos producidos por el tensionamiento sobre la sección compuesta — y_c 1.36 m — Agrupamiento 0.02 m

Cable 3																					
P (Ton)	0	0	177	178	179	181	183	185	187	188	188	188	186	184	182	180	178	177	177	0	0
y (m)	1.350	1.350	1.350	1.168	0.983	0.653	0.400	0.224	0.125	0.100	0.100	0.100	0.125	0.224	0.400	0.653	0.983	1.168	1.350	1.350	1.350
Cable 4																					
P (Ton)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
y (m)	2.000	2.000	2.000	1.723	1.442	0.941	0.557	0.289	0.137	0.100	0.100	0.100	0.137	0.289	0.557	0.941	1.442	1.723	2.000	2.000	2.000
Cable promedio segundo tensionamiento																					
P (Ton)	0	0	177	178	179	181	183	185	187	188	188	188	186	184	182	180	178	178	177	0	0
M (Ton-m)	0	0	-1	32	65	125	173	207	228	234	234	234	227	207	172	125	65	32	-1	0	0
$Y_{promedio}$	0.00	0.00	1.37	1.19	1.00	0.67	0.42	0.24	0.14	0.12	0.12	0.12	0.14	0.24	0.42	0.67	1.00	1.19	1.37	0.00	0.00
Cable promedio (primer y segundo tensionamiento)																					
P (Ton)	447	447	624	626	628	632	636	640	644	647	647	646	644	642	638	634	630	628	626	450	449
$Y_{promedio}$	0.69	0.66	0.86	0.76	0.65	0.47	0.32	0.22	0.15	0.12	0.12	0.12	0.15	0.22	0.32	0.47	0.65	0.75	0.85	0.66	0.69

CHEQUEO DE ESFUERZOS

(Esfuerzos en Ton/m^2) — Compresión (-), Tensión (+)

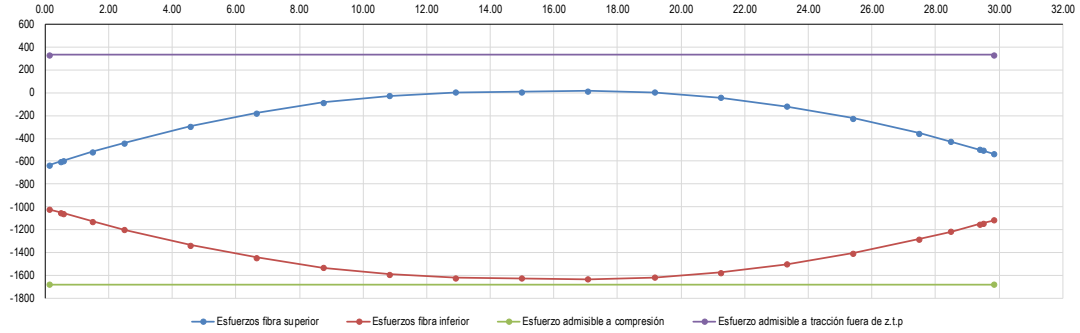
Etapa 1 = Peso propio de viga + primer tensionamiento. Viga en sección simple — A 5305 cm^2 — S_{sup} 200397 cm^3 — S_{inf} 230036 cm^3

Esfuerzos por peso propio de viga																					
σ_{sup}	-14	-45	-54	-131	-210	-356	-473	-563	-625	-660	-667	-647	-599	-523	-420	-289	-131	-45	37	47	81
σ_{inf}	12	39	47	114	183	310	412	490	545	575	581	563	522	456	366	252	114	39	-33	-41	-70
Esfuerzos por primer tensionamiento																					
σ_{sup}	-622	-559	-541	-388	-229	61	297	476	599	663	675	663	600	479	300	65	-225	-383	-536	-554	-617
σ_{inf}	-1035	-1091	-1107	-1243	-1385	-1645	-1858	-2021	-2135	-2196	-2206	-2196	-2139	-2031	-1869	-1657	-1397	-1256	-1119	-1103	-1047
Esfuerzos finales																					
σ_{sup}	-635	-604	-595	-519	-439	-294	-176	-86	-26	4	8	17	2	-44	-120	-224	-356	-429	-499	-507	-536
σ_{inf}	-1023	-1051	-1059	-1129	-1202	-1336	-1446	-1531	-1591	-1621	-1625	-1633	-1617	-1575	-1504	-1405	-1283	-1216	-1152	-1144	-1118

Esfuerzos admisibles

Resistencia a la compresión = f'_{ci}	28.0	Mpa	2800	Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción en zonas de tracción precomprimidas	0.0 MPa	0 Ton/m^2
Esfuerzo admisible a compresión = $0.60f'_{ci}$	16.8	MPa	1680	Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción fuera de zonas de tracción precomprimidas = $0.63\,(f'^{0.5}_{ci})$	3.3 MPa	333 Ton/m^2

Chequeo de esfuerzos



Etapa 2 = Etapa 1 + pérdidas por acortamiento elástico. Viga en sección simple

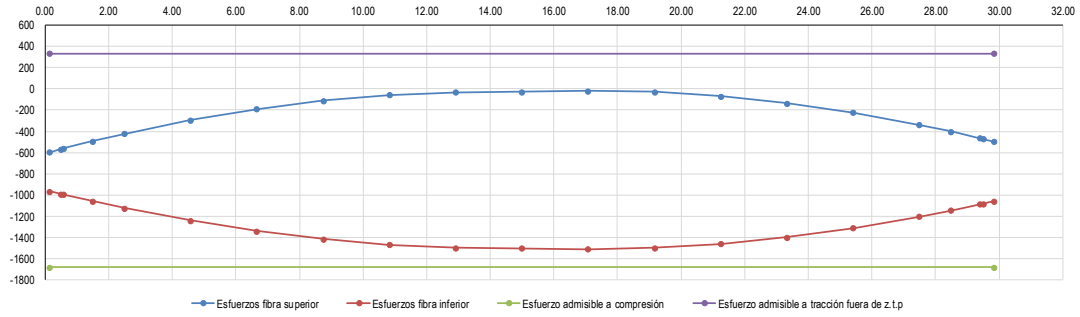
Pérdidas por acortamiento elástico

N	34	torones 0.6"	E_{ci}	25098	Mpa	e	0.65	m	Δf_{cgp} 15 Mpa
E_p	197000	Mpa	M_{pp}	134	Ton*m	I	1.82E+07	cm^4	Δf_{pES} 56 Mpa
W_c	2300	kg/m^3	P	459	Ton	$\sigma_{postensado}$	19.4	Mpa	Δf_{pES} 5566 Ton/m^2
f_{ci}	28	Mpa	A	5305	cm^2	$\sigma_{peso\ propio}$	4.8	Mpa	A_{ps} 47.6 cm^2
									ΔP_{pES} 26 Ton

y_c 0.79 m Agrupamiento 0.02 m A 5305 cm^2 S_{sup} 200397 cm^3 S_{inf} 230036 cm^3

Esfuerzos por acortamiento elástico																				
σ_{sup}	39	36	35	25	16	-1	-15	-25	-32	-36	-36	-36	-32	-25	-15	-1	16	25	34	35	39
σ_{inf}	59	62	63	71	79	94	106	115	121	125	125	125	122	115	106	95	80	72	64	63	60
Esfuerzos finales																				
σ_{sup}	-596	-568	-561	-493	-423	-295	-191	-112	-58	-32	-29	-19	-31	-69	-135	-225	-340	-404	-465	-472	-497
σ_{inf}	-964	-989	-996	-1058	-1122	-1241	-1339	-1416	-1469	-1497	-1500	-1508	-1496	-1460	-1397	-1311	-1203	-1145	-1088	-1081	-1058

Chequeo de esfuerzos



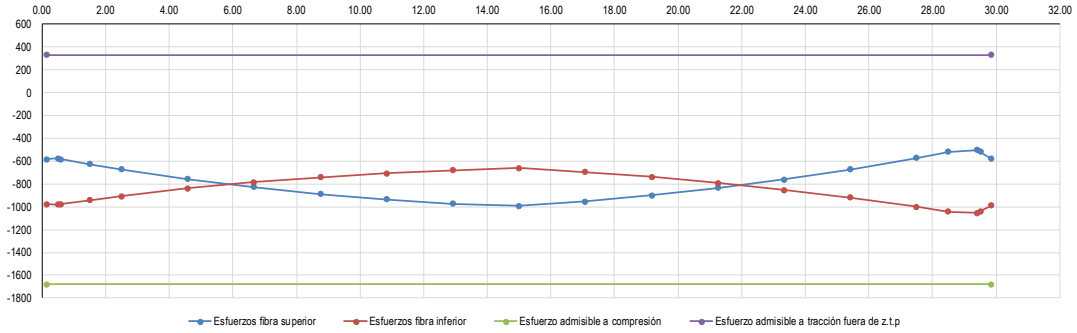
Etapa 3 = Etapa 2 + peso propio del tablero. Viga en sección simple — A 5305 cm^2 — S_{sup} 200397 cm^3 — S_{inf} 230036 cm^3

Esfuerzos por peso propio del tablero																				
σ_{sup}	14	-9	-21	-133	-249	-462	-637	-775	-876	-939	-962	-935	-869	-766	-626	-448	-232	-116	-37	-47	-81
σ_{inf}	-12	8	19	116	217	402	555	676	763	818	838	814	757	668	545	390	202	101	33	41	70
Esfuerzos finales																					
σ_{sup}	-582	-577	-582	-626	-672	-757	-828	-887	-934	-971	-991	-954	-900	-835	-760	-673	-573	-519	-502	-519	-578
σ_{inf}	-976	-981	-977	-942	-906	-839	-784	-740	-706	-679	-661	-694	-738	-792	-852	-921	-1001	-1044	-1055	-1040	-988

Esfuerzos admisibles

Resistencia a la compresión = f'_{ci}	28.0 Mpa	2800 Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción en zonas de tracción precomprimidas	0.0 MPa	0 Ton/m^2
Esfuerzo admisible a compresión = 0.60f'_{ci}	16.8 MPa	1680 Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción fuera de zonas de tracción precomprimidas = 0.63 ($f'^{0.5}_{ci}$)	3.3 MPa	333 Ton/m^2

Chequeo de esfuerzos



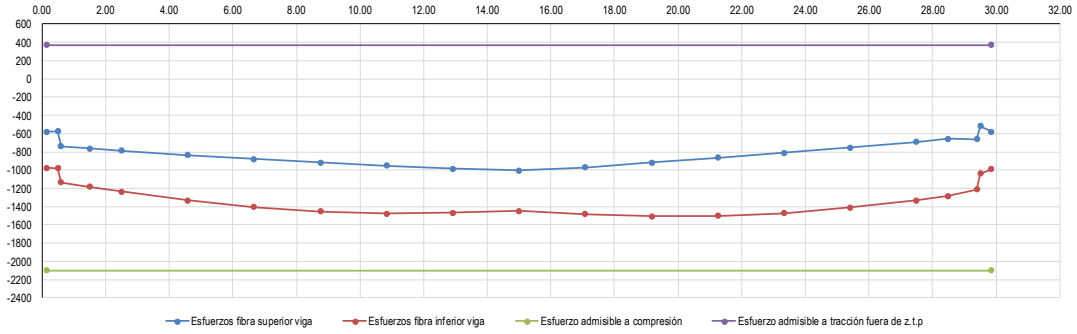
Etapa 3 = Etapa 2 + segundo tensionamiento. Viga en sección compuesta — n 1.12 — A 11208 cm^2 — S_{sup} 897001 cm^3 — $S_{intermedio}$ 1539215 cm^3 — S_{inf} 378059 cm^3

Esfuerzos por segundo tensionamiento																				
σ_{sup}	0	0	-159	-123	-87	-22	30	66	88	93	93	93	87	66	29	-22	-87	-123	-158	0	0
$\sigma_{intermedio}$	0	0	-158	-138	-117	-80	-51	-30	-18	-16	-16	-16	-18	-30	-51	-80	-117	-138	-158	0	0
σ_{inf}	0	0	-156	-242	-331	-492	-620	-713	-770	-788	-787	-786	-767	-711	-618	-491	-331	-242	-156	0	0
Esfuerzos finales																					
$\sigma_{sup\text{-}placa}$	0	0	-142	-110	-78	-19	26	59	78	84	83	83	78	59	26	-19	-78	-110	-142	0	0
$\sigma_{inf placa}$	0	0	-141	-123	-105	-71	-45	-27	-17	-14	-14	-14	-16	-27	-45	-71	-105	-123	-141	0	0
$\sigma_{sup\text{-}viga}$	-582	-577	-740	-764	-789	-837	-879	-917	-953	-987	-1007	-969	-918	-866	-811	-753	-690	-657	-660	-519	-578
$\sigma_{inf viga}$	-976	-981	-1133	-1184	-1237	-1331	-1404	-1453	-1476	-1467	-1448	-1480	-1506	-1503	-1470	-1412	-1331	-1286	-1211	-1040	-988

Esfuerzos admisibles en la viga

Resistencia a la compresión = f'_{c}	35.0 Mpa	3500 Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción en zonas de tracción precomprimidas	0.0 MPa	0 Ton/m^2
Esfuerzo admisible a compresión = 0.60f'_{ci}	21.0 MPa	2100 Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción fuera de zonas de tracción precomprimidas = 0.63 ($f'^{0.5}_{ci}$)	3.7 MPa	373 Ton/m^2

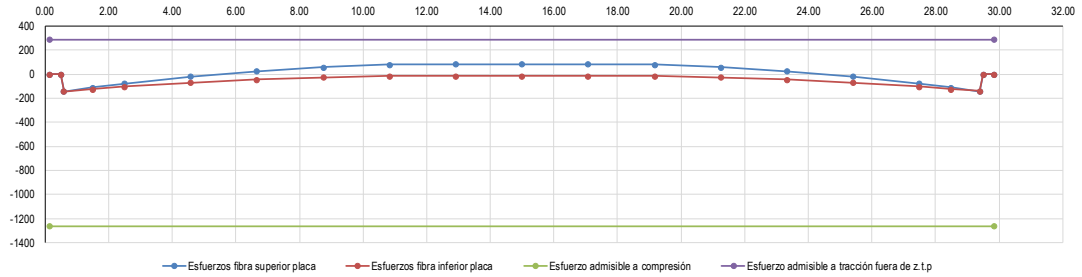
Chequeo de esfuerzos en la viga



Esfuerzos admisibles en la placa

Resistencia a la compresión = f'_{ci}	21.0	Mpa	2100	Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción en zonas de tracción precomprimidas	0.0 MPa	0 Ton/m^2
Esfuerzo admisible a compresión = 0.60f'_{ci}	12.6	MPa	1260	Ton/m^2	Esfuerzo admisible a tracción fuera de zonas de tracción precomprimidas = 0.63 ($f'^{0.5}_{ci}$)	2.9 MPa	289 Ton/m^2

Chequeo de esfuerzos en la placa



Etapa 4 = Etapa 3 + Carga muerta sobreimpuesta + perdidas a largo plazo ΔP_{pLT} 34 Ton y_c 1.36 m Agrup. 0.02 m n 1.12

Viga en sección compuesta A 11208 cm^2 S_{sup} 897001 cm^3 $S_{intermedio}$ 1539215 cm^3 S_{inf} 378059 cm^3

Esfuerzos por carga muerta sobreimpuesta																				
$\sigma_{sup\text{-}placa}$	0	-2	-4	-13	-23	-41	-55	-65	-72	-75	-75	-74	-71	-63	-52	-37	-18	-8	0	0	-1
$\sigma_{inf\text{-}placa}$	0	-1	-2	-8	-14	-24	-32	-38	-42	-44	-44	-43	-41	-37	-30	-22	-11	-5	0	0	0
$\sigma_{sup\text{-}viga}$	0	-2	-2	-9	-15	-27	-36	-42	-47	-49	-49	-49	-46	-41	-34	-24	-12	-5	0	0	0
$\sigma_{inf\text{-}viga}$	0	7	9	35	62	109	146	173	190	199	199	198	187	167	138	98	49	21	0	0	2
Esfuerzos por pérdidas diferidas																				
$\sigma_{sup\text{-}placa}$	8	7	14	10	7	1	-4	-8	-10	-11	-11	-11	-10	-8	-4	1	7	10	14	7	8
$\sigma_{inf\text{-}placa}$	18	17	21	19	17	13	10	8	7	6	6	6	7	8	10	13	17	19	21	17	17
$\sigma_{sup\text{-}viga}$	16	15	20	17	15	11	8	5	4	3	3	3	4	5	8	11	15	17	20	15	16
$\sigma_{inf\text{-}viga}$	90	92	75	84	93	110	123	133	139	141	142	141	139	133	123	110	93	84	75	93	90
Esfuerzos finales																				
$\sigma_{sup\text{-}placa}$	8	5	-131	-113	-94	-60	-33	-14	-4	-3	-3	-2	-3	-12	-30	-56	-89	-108	-128	7	8
$\sigma_{inf\text{-}placa}$	18	16	-123	-112	-102	-82	-67	-57	-52	-51	-52	-51	-51	-56	-65	-80	-99	-109	-121	17	17
$\sigma_{sup\text{-}viga}$	-566	-563	-723	-756	-789	-852	-907	-954	-995	-1032	-1052	-1015	-960	-901	-837	-766	-687	-645	-641	-504	-562
$\sigma_{inf\text{-}viga}$	-886	-882	-1049	-1065	-1082	-1112	-1135	-1147	-1147	-1127	-1108	-1141	-1179	-1203	-1209	-1203	-1189	-1180	-1136	-948	-896

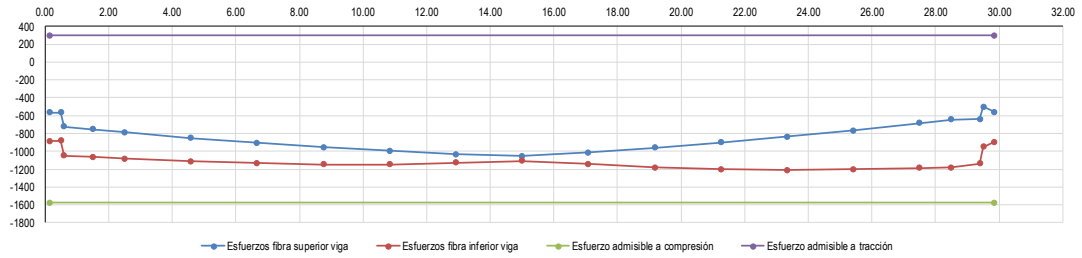
Esfuerzos admisibles en la viga

Resistencia a la compresión = f'_c	35.0	Mpa	3500	Ton/m^2
Esfuerzo admisible a compresión = 0.45f'_{ci}	15.8	MPa	1575	Ton/m^2
Esfuerzo admisible a tracción = 0.5 ($f'^{0.5}_c$)	3.0	MPa	296	Ton/m^2

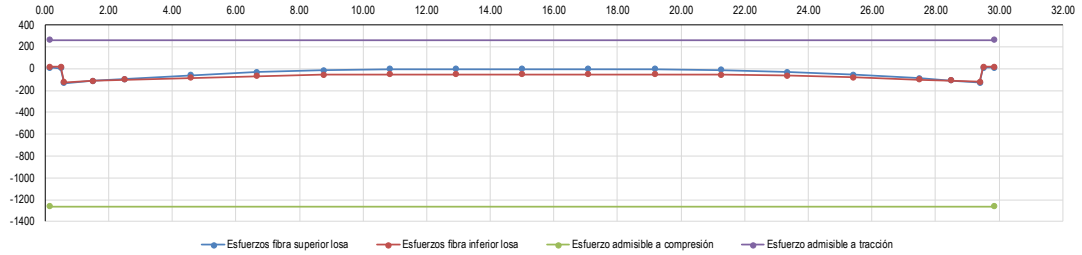
Esfuerzos admisibles en la losa

Resistencia a la compresión = f'_c	28.0	Mpa	2800 Ton/m^2
Esfuerzo admisible a compresión = 0.45f'_{ci}	12.6	MPa	1260 Ton/m^2
Esfuerzo admisible a tracción = 0.5 ($f'^{0.5}_c$)	2.6	MPa	265 Ton/m^2

Chequeo de esfuerzos en la viga



Chequeo de esfuerzos en la losa

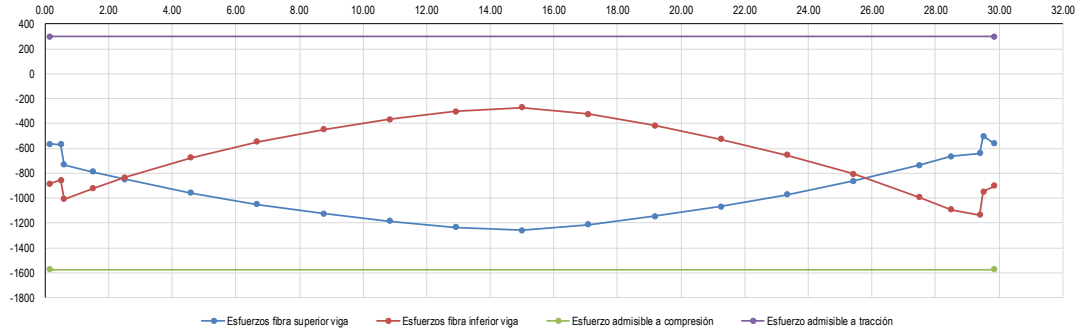


Etapa 5 = Etapa 4 + Carga viva ΔP_{pLT} 34 Ton y_c 1.36 m Agrup. 0.02 m n 1.12

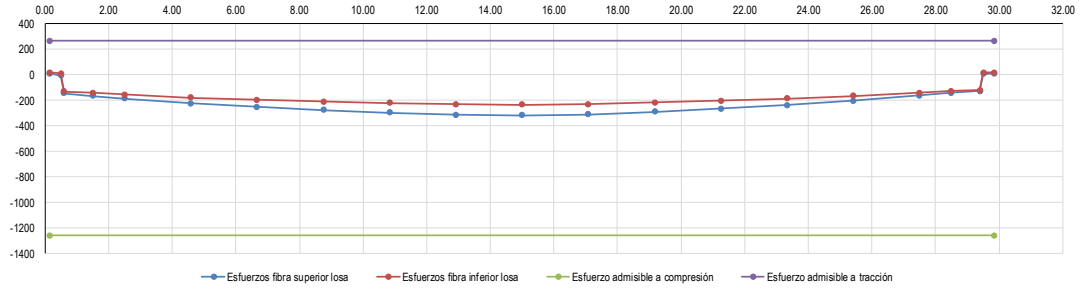
Viga en sección compuesta A 11208 cm^2 S_{sup} 897001 cm^3 $S_{intermedio}$ 1539215 cm^3 S_{inf} 378059 cm^3

Esfuerzos por carga viva																				
$\sigma_{sup\text{-}placa}$	0	-10	-15	-54	-94	-165	-221	-263	-293	-311	-315	-308	-287	-254	-209	-149	-74	-32	-1	0	2
$\sigma_{inf\text{-}placa}$	0	-6	-9	-31	-55	-96	-129	-153	-171	-181	-184	-179	-167	-148	-122	-87	-43	-19	0	0	1
$\sigma_{sup\text{-}viga}$	0	-7	-10	-35	-61	-107	-144	-171	-191	-202	-205	-200	-187	-166	-136	-97	-48	-21	0	0	2
$\sigma_{inf\text{-}viga}$	0	28	39	142	248	437	586	698	778	824	836	816	762	674	554	396	196	86	2	0	-7
Esfuerzos finales																				
$\sigma_{sup\text{-}placa}$	8	-6	-146	-167	-188	-225	-254	-277	-297	-313	-318	-310	-290	-266	-239	-205	-163	-140	-128	7	10
$\sigma_{inf\text{-}placa}$	18	9	-131	-144	-156	-178	-196	-210	-223	-232	-235	-230	-218	-204	-187	-167	-142	-128	-121	17	19
$\sigma_{sup\text{-}viga}$	-566	-570	-733	-790	-850	-960	-1051	-1126	-1187	-1235	-1258	-1215	-1148	-1067	-973	-863	-735	-666	-641	-504	-561
$\sigma_{inf\text{-}viga}$	-886	-855	-1010	-923	-833	-675	-549	-449	-369	-303	-272	-325	-417	-528	-655	-808	-993	-1094	-1134	-948	-903

Chequeo de esfuerzos en la viga



Chequeo de esfuerzos en la losa



Resistencia última

refuerzo 8#4 | A_s 1032 mm² | d (mm) 1740

f_y 420 Mpa | f_{pu} 1890 Mpa | f'_c 35 Mpa | k 0.28 | β_1 0.80 | b_v 2460 mm | $t_{tablero}$ 240 mm

Chequeo por resistencia última																					
M_{DC} (Ton*m)	0	11	15	53	91	162	220	265	297	316	321	312	290	255	207	146	72	32	0	0	0
M_{DW} (Ton*m)	0	2	3	14	24	43	57	69	76	80	81	79	74	66	54	39	19	8	0	0	1
$M_{LL+IM+CE}$ (Ton*m)	0	13	19	67	117	207	277	330	368	389	395	386	360	319	262	187	93	41	1	0	-3
M_u (Ton*m)	**0**	**40**	**57**	**204**	**355**	**628**	**846**	**1011**	**1129**	**1196**	**1214**	**1184**	**1105**	**976**	**799**	**568**	**281**	**123**	**1**	**0**	**-4**
A_{ps} (mm^2)	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760	4760
d_p (mm)	1248	1276	1082	1183	1286	1472	1618	1725	1791	1817	1821	1817	1791	1725	1619	1473	1288	1185	1085	1279	1251
c (mm)	156	156	155	155	156	157	157	157	157	157	157	157	157	157	157	157	156	155	155	156	156
a (mm)	125	125	124	124	125	125	126	126	126	126	126	126	126	126	126	125	125	124	124	125	125
Tipo de viga	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.
f_{ps} (Mpa)	1824	1825	1814	1820	1826	1834	1839	1842	1844	1844	1844	1844	1844	1842	1839	1834	1826	1821	1814	1826	1824
M_n (Ton*m)	**1102**	**1127**	**954**	**1044**	**1136**	**1303**	**1434**	**1530**	**1589**	**1613**	**1616**	**1613**	**1589**	**1530**	**1435**	**1304**	**1138**	**1046**	**957**	**1130**	**1105**
ε_t	0.0210	0.0216	0.0180	0.0198	0.0217	0.0252	0.0279	0.0299	0.0312	0.0317	0.0317	0.0316	0.0312	0.0299	0.0280	0.0252	0.0218	0.0199	0.0180	0.0216	0.0211
Sección cotrolada por	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción
ϕ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ϕM_n (Ton*m)	**1102**	**1127**	**954**	**1044**	**1136**	**1303**	**1434**	**1530**	**1589**	**1613**	**1616**	**1613**	**1589**	**1530**	**1435**	**1304**	**1138**	**1046**	**957**	**1130**	**1105**
M_u / ϕM_n	**0.00**	**0.04**	**0.06**	**0.20**	**0.31**	**0.48**	**0.59**	**0.66**	**0.71**	**0.74**	**0.75**	**0.73**	**0.70**	**0.64**	**0.56**	**0.44**	**0.25**	**0.12**	**0.00**	**0.00**	**0.00**

Resistencia mínima de la sección

γ_1 1.60 | γ_2 1.10 | γ_3 1.00 | f'_c 35.0 Mpa | f_r 3.7 Mpa | S_c 3.78E+08 mm^3 | S_{nc} 2.30E+08 mm^3

f_{cpe} (Mpa)	9	9	11	13	15	19	22	25	26	27	27	27	26	25	23	19	16	13	11	9	9
M_{dnc} (Ton*m)	0	13	19	66	115	205	278	334	373	396	402	392	365	322	262	185	91	40	0	0	1
M_{cr} (Ton*m)	945	969	1091	1197	1308	1509	1672	1794	1875	1909	1910	1910	1880	1807	1689	1529	1331	1222	1111	986	952
1.33 M_u (Ton*m)	0	53	76	271	473	836	1125	1345	1501	1591	1614	1575	1470	1299	1062	755	374	164	2	0	-6
M_{min} (Ton*m)	**0**	**53**	**76**	**271**	**473**	**836**	**1125**	**1345**	**1501**	**1591**	**1614**	**1575**	**1470**	**1299**	**1062**	**755**	**374**	**164**	**2**	**0**	**-6**
M_{min} / ϕM_n	**0.00**	**0.05**	**0.08**	**0.26**	**0.42**	**0.64**	**0.78**	**0.88**	**0.94**	**0.99**	**1.00**	**0.98**	**0.92**	**0.85**	**0.74**	**0.58**	**0.33**	**0.16**	**0.00**	**0.00**	**-0.01**
$\phi M_n > M_{min}$?	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**

Sección a 0.35m de los extremos

V_u	**172 Ton**	V_{ci}	823749245 Ton
ϕ	0.90	$V_{ci\text{-}min}$	68 Ton
M_{max}	0 Ton*m	**V_{ci}**	**823749245 Ton**
M_n	1102 Ton*m	f_{pc}	6 Mpa
A_{ps}	4760 mm^2	V_p	0 Ton
f_{ps}	1824 Mpa	**V_{cw}**	**193 Ton**
b_v	0.50 m	**V_c**	**193 Ton**
f'_c	35 Mpa	Refuerzo	2#4 c/0.10
h	2.00 m	Av	258 mm2
$d_{v\text{-calculado}}$	1.27 m	fy	420 Mpa
$d_e = d_p$	1.25 m	s	100 mm
d_v	**1.44 m**	α	90 °
V_d	56 Ton	senα	1.00
V_i	172 Ton	cotα	0.00
S_c	378058958 mm^3	cotθ	1.18
S_{nc}	230035933 mm^3	**V_s**	**184 Ton**
f_r	3.7 Mpa	**V_n**	**378 Ton**
f_{cpe}	9 Mpa	**ϕV_n**	**340 Ton**
M_{dnc}	0 Ton*m	**V_u / ϕV_n**	**0.51 (OK)**
M_{cre}	479 Ton		

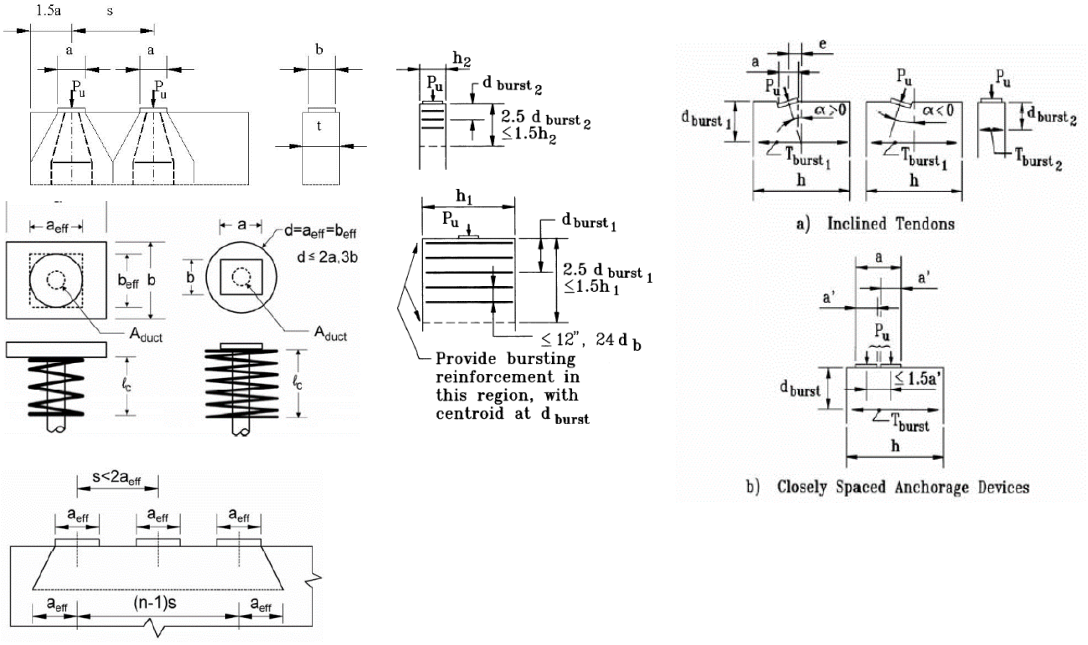
Sección a 2.50m de los extremos

$\mathbf{V_u}$	**151**	**Ton**	V_{ci}	276	Ton
ϕ	0.90		$V_{ci\text{-}min}$	25	Ton
M_{max}	355	Ton*m	$\mathbf{V_{ci}}$	**276**	**Ton**
M_n	1136	Ton*m	f_{pc}	6.7	Mpa
A_{ps}	4760	mm^2	V_p	0	Ton
f_{ps}	1826	Mpa	$\mathbf{V_{cw}}$	**77**	**Ton**
b_v	0.18	m	$\mathbf{V_c}$	**77**	**Ton**
f'_c	35	Mpa	Refuerzo	2#4 c/0.125	
h	2.00	m	Av	258	mm2
$d_{v\text{-}calculado}$	1.31	m	fy	420	Mpa
$d_e = d_p$	1.29	m	s	125	mm
$\mathbf{d_v}$	**1.44**	**m**	α	90	°
V_d	48	Ton	senα	1.00	
V_i	151	Ton	cotα	0.00	
S_c	378058958	mm^3	cotθ	1.18	
S_{nc}	230035933	mm^3	$\mathbf{V_s}$	**147**	**Ton**
f_r	3.7	Mpa	$\mathbf{V_n}$	**224**	**Ton**
f_{cpe}	15	Mpa	$\mathbf{\phi V_n}$	**202**	**Ton**
M_{dnc}	115	Ton*m	$\mathbf{V_u / \phi V_n}$	**0.75**	**(OK)**
M_{cre}	517	Ton			

Sección a 6.50m de los extremos

$\mathbf{V_u}$	**85**	**Ton**	V_{ci}	82	Ton
ϕ	0.90		$V_{ci\text{-}min}$	28	Ton
M_{max}	846	Ton*m	$\mathbf{V_{ci}}$	**82**	**Ton**
M_n	1434	Ton*m	f_{pc}	8	Mpa
A_{ps}	4760	mm^2	V_p	0	Ton
f_{ps}	1839	Mpa	$\mathbf{V_{cw}}$	**99**	**Ton**
b_v	0.18	m	$\mathbf{V_c}$	**82**	**Ton**
f'_c	35	Mpa	Refuerzo	2#4 c/0.25	
h	2.00	m	Av	258	mm2
$d_{v\text{-}calculado}$	1.64	m	fy	420	Mpa
$d_e = d_p$	1.62	m	s	250	mm
$\mathbf{d_v}$	**1.64**	**m**	α	90	°
V_d	21	Ton	senα	1.00	
V_i	85	Ton	cotα	0.00	
S_c	378058958	mm^3	cotθ	1.00	
S_{nc}	230035933	mm^3	$\mathbf{V_s}$	**71**	**Ton**
f_r	3.7	Mpa	$\mathbf{V_n}$	**153**	**Ton**
f_{cpe}	22	Mpa	$\mathbf{\phi V_n}$	**137**	**Ton**
M_{dnc}	278	Ton*m	$\mathbf{V_u / \phi V_n}$	**0.62**	**(OK)**

DISEÑO DE LAS ZONAS GENERAL Y LOCAL DE ANCLAJES



Esfuerzo de compresión

$$f_{ca} = \frac{0.6 P_u \kappa}{A_b\left(1+\ell_c\left(\frac{1}{b_{eff}}-\frac{1}{t}\right)\right)}$$

si $a \le s < 2a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1+\left(2-\frac{s}{a_{eff}}\right)\left(0.3+\frac{n}{15}\right)$$

si $s \ge 2a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1$$

P	320	Ton	a_{eff}	400	mm
U	1.20	Ton	b_{eff}	400	mm
P_u	**384**	**Ton**	t	550	mm
D_{ducto}	95	mm	n	3	anclajes
s	500	mm	k	1.38	
a	300	mm	A_b	152912	mm^2
b	250	mm	l_c	460	mm
D_{conf}	400	mm	**f_{ca}**	**15.8**	**Mpa**
A_{placa}	152912	mm^2	f_{ci}	28	MPa
A_{conf}	118575	mm^2	ϕ	0.80	
2a	600	mm	**$f_{ca\text{-}max}$**	**15.7**	**MPa**
3b	750	mm	**f_{ca} / $f_{ca\text{-}max}$**	**1.01**	

Fuerzas de desgarramiento

$$T_{burst} = 0.25\Sigma P_u\left(1-\frac{a}{h}\right)+0.5\left|\Sigma\left(P_u sen\alpha\right)\right| \qquad d_{burst} = 0.5\left(h-2e\right)+5esen\alpha$$

a	300	mm	**$d_{burst\text{-}1}$**	**395**	**mm**
h	1800	mm	**$d_{burst\text{-}2}$**	**861**	**mm**
P_{u1}	288	Ton	**$d_{burst\text{-}3}$**	**924**	**mm**
P_{u2}	288	Ton	**$T_{burst\text{-}max}$**	**102**	**Ton**
P_{u3}	240	Ton	**$d_{burst\text{-}máx}$**	**752**	**mm**
ΣP_u	816	Ton	F_y	420	Mpa
α_1	-3	°	ϕ	1.0	
α_2	7	°	As	24	cm^2
α_3	12	°	L	1.50	m
$\Sigma(P_u sen\alpha)$	70	Ton	**$A_{s\text{-}req}$**	**16.1**	**cm^2/m**
$T_{burst\text{-}1}$	**76**	**Ton**	**Refuerzo**	2#4 c/0.10	
$T_{burst\text{-}2}$	**102**	**Ton**	**As-sum**	**25.8**	**cm^2/m**
$T_{burst\text{-}3}$	**95**	**Ton**		**OK**	
e_1	400	mm			
e_2	100	mm			
e_3	600	mm			

10.3. Chequeo de deflexiones

La deflexión máxima por carga viva se determinó en la verificación de estados límite de servicio de las vigas, resultando de 13 mm.

Para la presente estructura la deflexión máxima por carga viva es 29 mm, equivalente a L/1000, teniendo en cuenta que la luz es 29 m y el puente posee paso peatonal.

Por lo tanto, la estructura cumple con el límite de deflexiones de CCP-14.

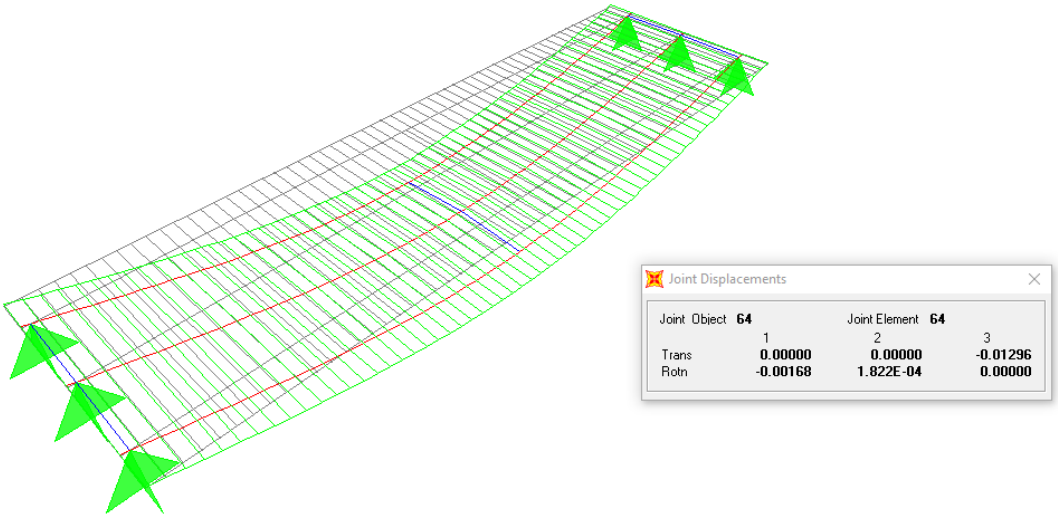


Ilustración 41. Deflexiones por carga viva debida al camión de diseño CC-14

10.4. Diseño de subestructura

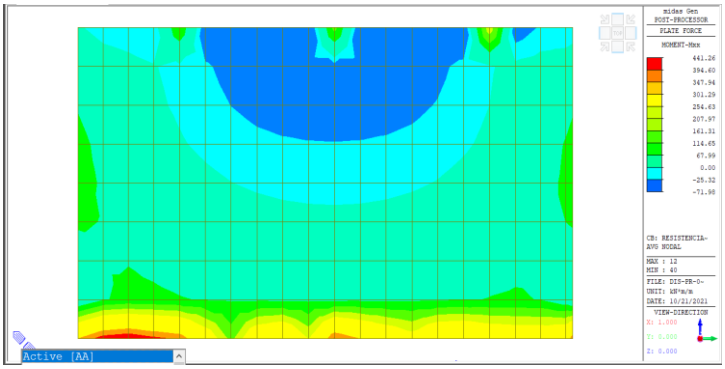
DISEÑO DE VÁSTAGO

[1] PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Resistencia del concreto	f'c	=	28.00	MPa	Ec	=	19049.41 MPa
Resistencia del acero	fy	=	420.00	MPa	Es	=	200000.00 MPa

[2] PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Espesor de la losa	h	=	800.00	mm
Recubrimiento	d'	=	75.00	mm
Ancho	b	=	1000.00	mm
Altura efectiva	d	=	725.00	mm



[3] DISEÑO A FLEXIÓN

[3.1] Momento positivo

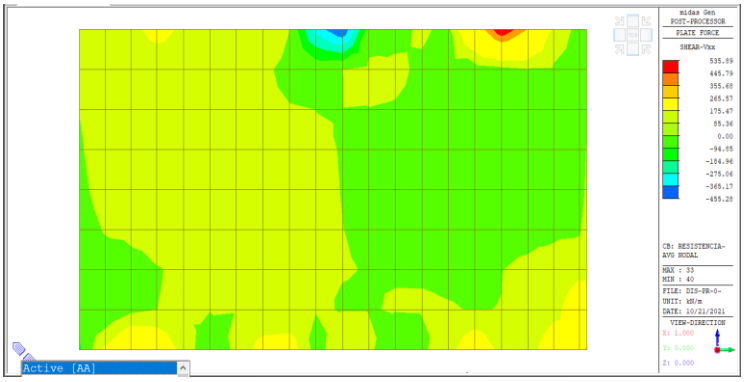
Momentos de diseño	:	Mu	=	441.26	ΦMn	=	490.29	kN-m
Cuantía de acero	:	Rn	=	0.93	ρ	=	0.0023	N/mm²
Area de acero a teorico	:	ρmin	=	0.0018	As	=	1643.00	mm²

Designacion	Area barra (mm²)	S (m)	Refuerzo colocado
#6	284	0.17	#6 c/. 0.17

[3.2] Acero mínimo a flexión

Momentos de diseño	:	Mu	=	0.00	ΦMn	=	0.00	kN-m
Cuantía de acero	:	Rn	=	0.00	ρ	=	0.0000	N/mm²
Area de acero a flexión	:	ρmin	=	0.0018	As	=	1440.00	mm²

Designacion	Area barra (mm²)	S (m)	Refuerzo colocado
#6	284	0.20	#6 c/. 0.20



[4.] Diseño a cortante

Distancia desde la cara del apoyo (m)		Vu (kN)	ΦVc (kN)	Vu/ΦVn	Observación
0 a d =	0.000	535.89	652.2	0.82	Cumple

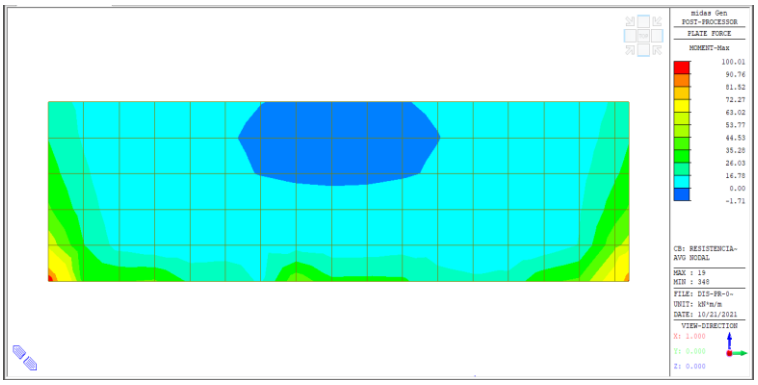
DISEÑO DE ESPALDAR

[1] PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Resistencia del concreto	f'c	=	28.00	MPa	Ec	=	19049.41 MPa
Resistencia del acero	fy	=	420.00	MPa	Es	=	200000.00 MPa

[2] PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Espesor de la losa	h	=	400.00	mm
Recubrimiento	d'	=	90.00	mm
Ancho	b	=	1000.00	mm
Altura efectiva	d	=	310.00	mm



[3] DISEÑO A FLEXIÓN

[3.1] Momento positivo

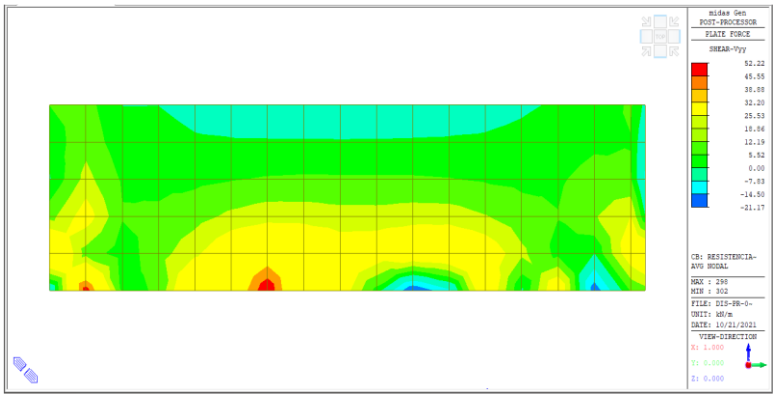
Momentos de diseño	:	Mu	=	100.00	ΦMn	=	111.11	kN-m
Cuantía de acero	:	Rn	=	1.16	ρ	=	0.0028	N/mm²
Area de acero a teorico	:	ρmin	=	0.0018	As	=	875.19	mm²

Designacion	Area barra (mm²)	S (m)	Refuerzo colocado
#5	199	0.23	#5 c/. 0.20

[3.2] Acero mínimo a flexión

Momentos de diseño	:	Mu	=	0.00	ΦMn	=	0.00	kN-m
Cuantía de acero	:	Rn	=	0.00	ρ	=	0.0000	N/mm²
Area de acero a flexión	:	ρmin	=	0.0018	As	=	720.00	mm²

Designacion	Area barra (mm²)	S (m)	Refuerzo colocado
#6	284	0.39	#6 c/. 0.20



[4.] Diseño a cortante

	Distancia desde la cara del apoyo (m)	Vu (kN)	ΦVc (kN)	Vu/ΦVn	Observación
0 a d =	0.000	52.22	278.9	0.19	Cumple

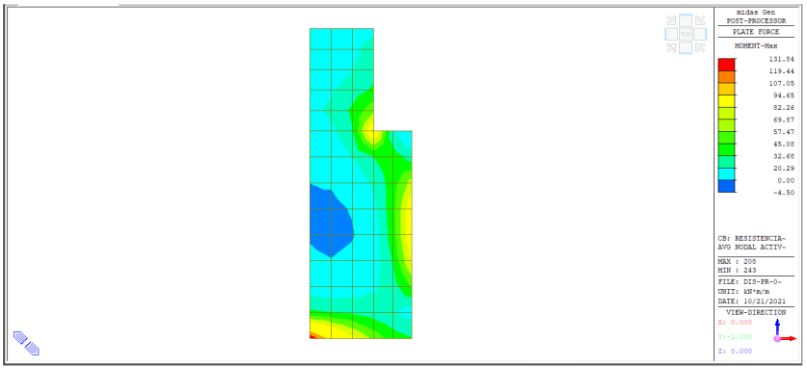
DISEÑO DE ESPALDAR

[1] PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Resistencia del concreto	f'c	=	28.00	MPa	Ec	=	19049.41 MPa
Resistencia del acero	fy	=	420.00	MPa	Es	=	200000.00 MPa

[2] PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Espesor de la losa	h	=	300.00	mm
Recubrimiento	d'	=	90.00	mm
Ancho	b	=	1000.00	mm
Altura efectiva	d	=	210.00	mm



[3] DISEÑO A FLEXIÓN

[3.1] Momento positivo

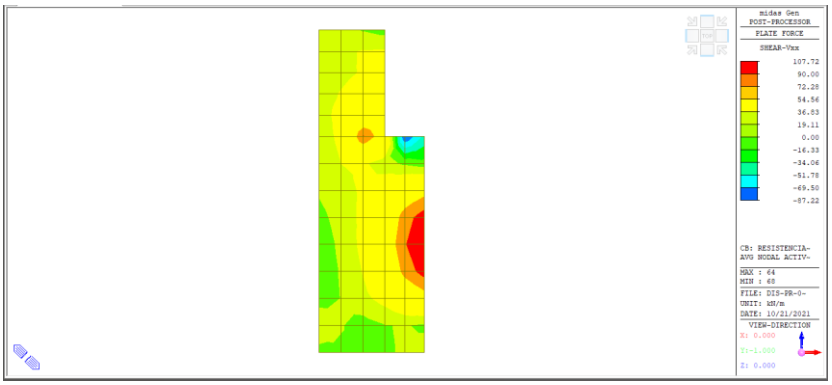
Momentos de diseño	:	Mu	=	75.00	ΦMn	=	83.33	kN-m
Cuantía de acero	:	Rn	=	1.89	ρ	=	0.0047	N/mm²
Area de acero a teorico	:	pmin	=	0.0018	As	=	985.64	mm²

Designacion	Area barra (mm²)	S (m)	Refuerzo colocado
#5	199	0.20	#5 c/. 0.20

[3.2] Acero mínimo a flexión

Momentos de diseño	:	Mu	=	0.00	ΦMn	=	0.00	kN-m
Cuantía de acero	:	Rn	=	0.00	ρ	=	0.0000	N/mm²
Area de acero a flexión	:	pmin	=	0.0018	As	=	540.00	mm²

Designacion	Area barra (mm²)	S (m)	Refuerzo colocado
#6	284	0.53	#6 c/. 0.20



[4.] Diseño a cortante

	Distancia desde la cara del apoyo (m)	Vu (kN)	ΦVc (kN)	Vu/ΦVn	Observación
0 a d =	0.000	107.72	188.9	0.57	Cumple

DISEÑO A FLEXIÓN Y CORTANTE DE TOPES

Materiales

f'c concreto	2450	Ton/m^2
fy refuerzo	42000	Ton/m^2

Carga muerta superestructura

Estribo 1	172	Ton	**Wmax**	**172 Ton**
Estribo 2	172	Ton		

Cortante y momento de diseño

kh	0.15	**Vu = Fh / R**	**32 Ton**
Fh	25.8 Ton	h	1.3 m
R	0.8	**Mu**	**42 Ton*m**

Flexión - refuerzo principal

M_u	**42**	Ton*m
b	1.05	m
h	0.50	m
d'	0.08	m
d	0.42	m
ρ	0.0064	
A_s	**28.2**	cm^2
Refuerzo	**10#6**	
A_s	**28.4**	cm^2
	Ok	

Refuerzo secundario (temperatura)

ρ	0.0033	
A_s	**14.6**	cm^2
Refuerzo	**10#5**	
A_s	**19.9**	cm^2/m
	Ok	

Cortante

Vu	**32**	Ton
ϕ	0.90	
β	2.00	
b_v	1.05	m
d_v	0.42	m
f'_c	3.5	ksi
$0.0316\beta(f'_c)^{0.5}$	0.1	ksi
$0.0316\beta(f'_c)^{0.5}$	82.8	Ton/m^2
ϕV_c	**32.8**	**Ton**
Refuerzo	**4#3c/0.15**	
A_v	2.84	cm^2
s	0.15	m
$\phi V_s'$	30.1	Ton
$\phi V_{s\text{-}max}$	130.5	Ton
ϕV_s	**30.1**	**Ton**
ϕV_n	**62.9**	**Ton**
$V_u / \phi V_n$	**0.51**	

Materiales

f'c concreto	2450	Ton/m^2
fy refuerzo	42000	Ton/m^2

Geometria

L	4.00	m
L*	2.67	m
e_{placa}	0.25	m
$e_{relleno}$	0.70	m
$e_{pavimento}$	0.10	m
$\gamma_{concreto}$	2.4	Ton/m^3
$\gamma_{relleno}$	2.1	Ton/m^3
$\gamma_{pavimento}$	2.4	Ton/m^3

Momentos por cargas permanentes

M_{DC}	0.53	Ton*m/m
M_{EV}	1.31	Ton*m/m
M_{DW}	0.21	Ton*m/m

Flexión - refuerzo principal

M_u	11	Ton*m
b	1.00	m
h	0.25	m
d'	0.06	m
d	0.19	m
ρ	0.0089	
A_s	16.9	cm^2/m
Refuerzo	#5c/.12	
A_s	16.6	cm^2
	Ok	

Momento por carga viva

W_{LL}	1.03	Ton/m
P	12.50	Ton
a	1.20	m
b	0.73	m
M_{LL}*	10.08	Ton*m
S	2667	mm
Ancho distribución	2127	mm
Ancho distribución	2.13	m
M_{LL}	4.74	Ton*m/m

Momento de diseño

M_u	**11.0**	**Ton*m/m**

Refuerzo secundario (temperatura)

ρ	0.0020	
A_s	2.5	cm^2
Refuerzo	#3 c/0.25	
A_s	2.8	cm^2/m
	Ok	

DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO REFORZADO S/N CCP-14

Geometría, materiales, cargas

Geometría

L	400	mm
W	400	mm
Espesor láminas internas, h_{ri}	15	mm
Espesor recubrimiento, h_{rc}	10	mm (OK)
Espesor làminas de refuerzo, h_s	3.2	mm
Número de láminas de refuerzo	3	láminas
Número de capas internas de elastómero	2	capas
Altura total del apoyo	60	mm
Espesor de elastomero con recubrimientos	50	mm
Espesor de elastomero sin recubrimientos	30	mm

Cargas de servicio por apoyo

P_d	60	Ton
P_L	52	Ton
P_{D+L}	112	Ton

Materiales

Dureza	60	
$G_{mín}$	0.13	ksi
$G_{máx}$	0.20	ksi
ΔF_{TH} (categoría A)	24	ksi
a_{cr}	0.35	
F_y (láminas de refuerzo)	25000	Ton/m^2
$G_{mín}$	91	Ton/m^2
$G_{máx}$	140	Ton/m^2
ΔF_{TH} (categoría A)	16800	Ton/m^2

Verificación de factor de forma capas internas

S_i	6.67
S_i^2 / n	**22.2**
$S_i^2 / n < 22$?	**OK**

Factor de forma capas externas

S_i	10.00

Deformación horizontal máxima por apoyo

Deformación horizontal por fuerza de frenado

Peso camión de diseño	36	Ton
Peso tandem de diseño	25	Ton
Carga de carril	1.03	Ton/m
Longitud del puente	30	m
Numero de carriles	2	carriles
N° de apoyos	6	apoyos
Frenado máximo por apoyo (1)	3.0	Ton / apoyo
Frenado máximo por apoyo (2)	1.1	Ton / apoyo
Frenado máximo por apoyo	**3.0**	**Ton / apoyo**
Δ	**10**	**mm**

Deformación por temperatura

α	1.20E-05	°C^{-1}
L_o	25	m
$T_{máx\text{-}design}$	49	°
$T_{mín\text{-}design}$	-18	°
ΔT	67	
$0.65\Delta T$	44	°
Δ	**7**	**mm**

Deformación horizontal por viento sobre carga viva

Fuerza longitudinal de viento sobre carga viva	0.06	Ton/m
Ancho de calzada	6.6	m
N° de apoyos	3	apoyos
Viento sobre carga viva máximo por apoyo	**0.1**	**Ton / apoyo**
Δ	**0**	**mm**

Deformación máxima por flujo plástico

ε_P	0.00035	
L_o	30	m
Δ	**5**	**mm**

Deformación horizontal máxima del apoyo

Δ_s	**24**	**mm**
h_{rt}	**50**	**mm**
$h_{rt\text{-}min}$	**48**	**mm**
$h_{rt} > h_{rt\text{-}min}$?	**OK**	

Verificaciones de capacidad, estabilidad y diseño del refuerzo

Esfuerzo de compresión - estados límite de servicio

σ_s	**700**	**Ton/m^2**
$\sigma_{s\text{-}máx,1} = 1.25\ G\ S_i$	758	Ton/m^2
$\sigma_{s\text{-}máx,2} = 1.25 k s_i$	875	Ton/m^2
$\sigma_{s\text{-}máx}$	**758**	**Ton/m^2**
$\sigma_s / \sigma_{s\text{-}máx}$	**0.92**	**OK**

Deflexión por compresión

σ_L	375	Ton/m^2
σ_d	325	Ton/m^2
δ_L	**2.8**	**mm**
δ_d	**2.4**	**mm**
δ_{lt}	**3.3**	**mm**

Estabilidad

H < L /3 ?	**OK**
H < W/3 ?	**OK**

Refuerzo

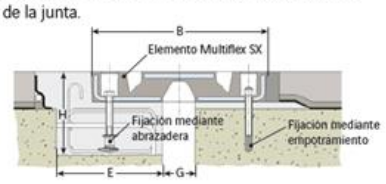
$h_{s\text{-}min,1}$	1.6	mm
$h_{s\text{-}min,2} = 3\ h_{ri}\ \sigma_s / F_y$	1.3	mm
$h_{s\text{-}min,3} = 2\ h_{ri}\ \sigma_L / \Delta F_{TH}$	0.7	mm
$h_{s\text{-}min}$	**1.6**	**mm**
H < W/3 ?	**OK**	
k	**291**	**Ton/m**

SELECCIÓN DE LA JUNTA

L	30.0 m
L_0	15.0 m
Creep	5 mm
Temperatura	7 mm
Frenado	10 mm
TOTAL	23 mm
TOTAL CONSIDERANDO ESVIAJE	0 mm
JUNTA RECOMENDADA	MULTIFLEX SX-80 FREYSSINET (O EQUIVALENTE)
MOVIMIENTO ADMISIBLE	30 mm
	CUMPLE

Ficha técnica

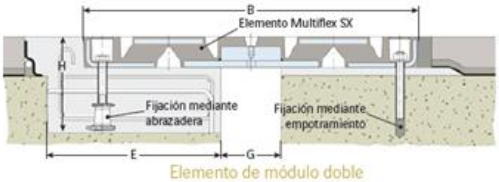
Existen dos diseños diferentes: la junta de módulo simple y la junta puenteada. Estos diseños se derivan del movimiento admisible de la junta.



Elemento de módulo simple

Tipo	Módulo	B mín.	B máx.	G mín.	G máx.	E mín.	H mín.
SX80	simple	235	315	10	90	195	190
SX100	simple	305	405	10	110	225	190
SX120	simple	330	450	10	130	235	210
SX160	simple	390	550	10	170	265	230
SX180	simple	410	590	10	190	275	230

Dimensiones en mm



Elemento de módulo doble

Tipo	Módulo	B mín.	B máx.	G mín.	G máx.	E mín.	H mín.
SX220	doble	690	910	10	230	415	250
SX250	doble	915	1165	10	260	535	250
SX270	doble	755	1025	15	285	445	260
SX320	doble	1115	1435	60	380	605	350
SX350	doble	930	1280	45	395	525	360

Dimensiones en mm

Puente Tierra Alta		MÓDULO DE REACCIÓN DE PILOTES											
Profundidad (m)	Longitud Total Elemento (m)	E (ton/m²)	Relación Poisson (v)	Kh (ton/m³)					Kv (ton/m³)				
				φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m	φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
1.75	0.00	771.74	0.39	682.63	606.79	546.11	496.46	455.09	1137.72	1011.31	910.18	827.43	758.48
2.45	0.00	491.93	0.42	447.97	398.20	358.38	325.80	298.65	746.62	663.66	597.30	543.00	497.75
3.15	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18
3.85	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18
4.55	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18
5.25	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18
5.95	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18
6.65	0.00	523.11	0.37	454.56	404.05	363.65	330.59	303.04	757.60	673.42	606.08	550.98	505.06
7.35	0.00	523.11	0.37	454.56	404.05	363.65	330.59	303.04	757.60	673.42	606.08	550.98	505.06
8.05	0.10	535.62	0.38	469.51	417.34	375.61	341.46	313.01	782.52	695.57	626.02	569.11	521.68
8.75	0.80	535.62	0.38	469.51	417.34	375.61	341.46	313.01	782.52	695.57	626.02	569.11	521.68
9.45	1.50	535.62	0.38	469.51	417.34	375.61	341.46	313.01	782.52	695.57	626.02	569.11	521.68
10.15	2.20	557.80	0.37	484.71	430.85	387.77	352.52	323.14	807.85	718.09	646.28	587.53	538.57
10.85	2.90	557.80	0.37	484.71	430.85	387.77	352.52	323.14	807.85	718.09	646.28	587.53	538.57
11.55	3.60	557.80	0.37	484.71	430.85	387.77	352.52	323.14	807.85	718.09	646.28	587.53	538.57
12.25	4.30	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
12.95	5.00	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
13.65	5.70	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
14.35	6.40	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
15.05	7.10	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
15.75	7.80	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
16.45	8.50	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
17.15	9.20	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
17.85	9.90	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
18.55	10.60	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
19.25	11.30	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
19.95	12.00	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
20.65	12.70	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
21.35	13.40	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
22.05	14.10	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
22.75	14.80	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
23.45	15.50	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
24.15	16.20	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
24.85	16.90	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
25.55	17.60	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
26.25	18.30	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
26.95	19.00	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
27.65	19.70	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55

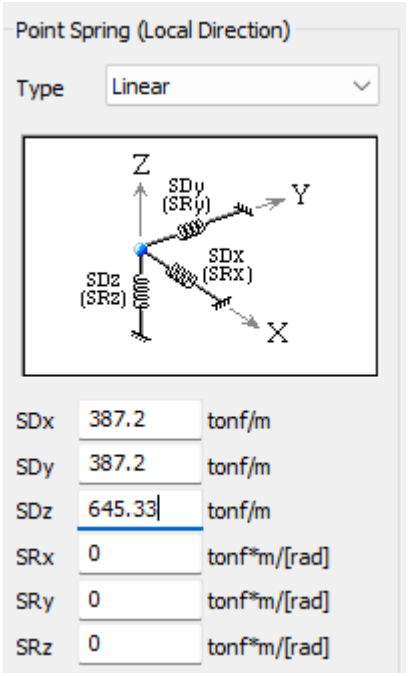


Ilustración 42. Definición de los resortes mediante el módulo de balasto

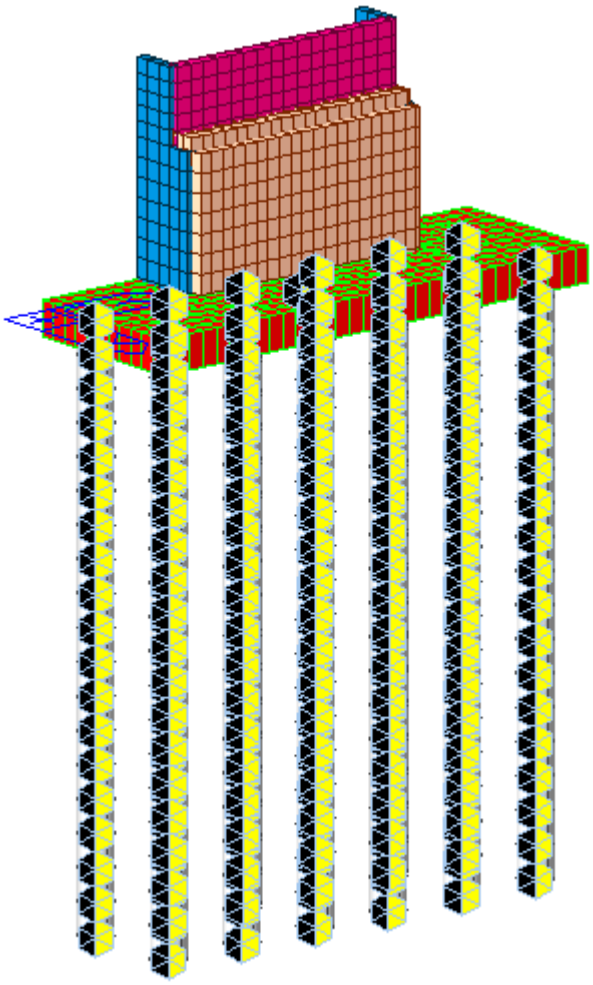


Ilustración 43. Aplicación de resortes a pilotes

Verificación de la capacidad de los pilotes

Estado limite	Rp (kN)	Rs (kN)	φqp	φqs	φRn (kN)	Ru (kN)	Ru/φRn	
Resistencia I	2506.58	689.58	0.50	0.55	1632.56	1307.70	0.80	Ok
Servicio I	2506.58	689.58	1	1	3196.16	743.37	0.23	Ok
Evento extremo I	2506.58	689.58	1	1	3196.16	993.55	0.31	Ok

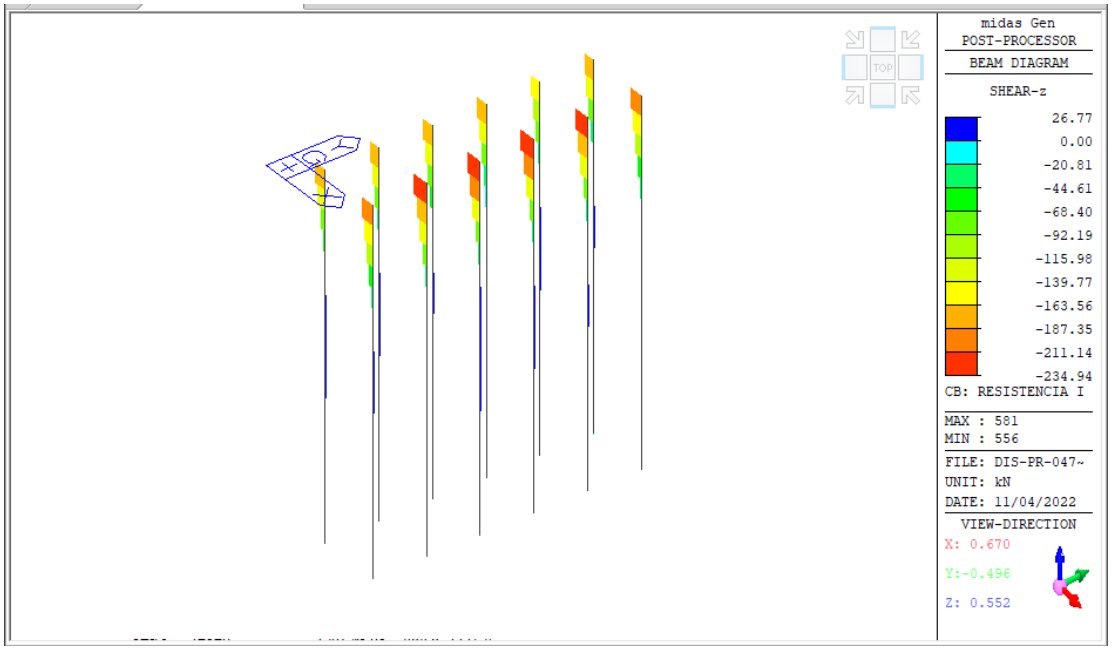


Ilustración 44. Diagrama de fuerzas cortantes en pilotes – Resistencia I

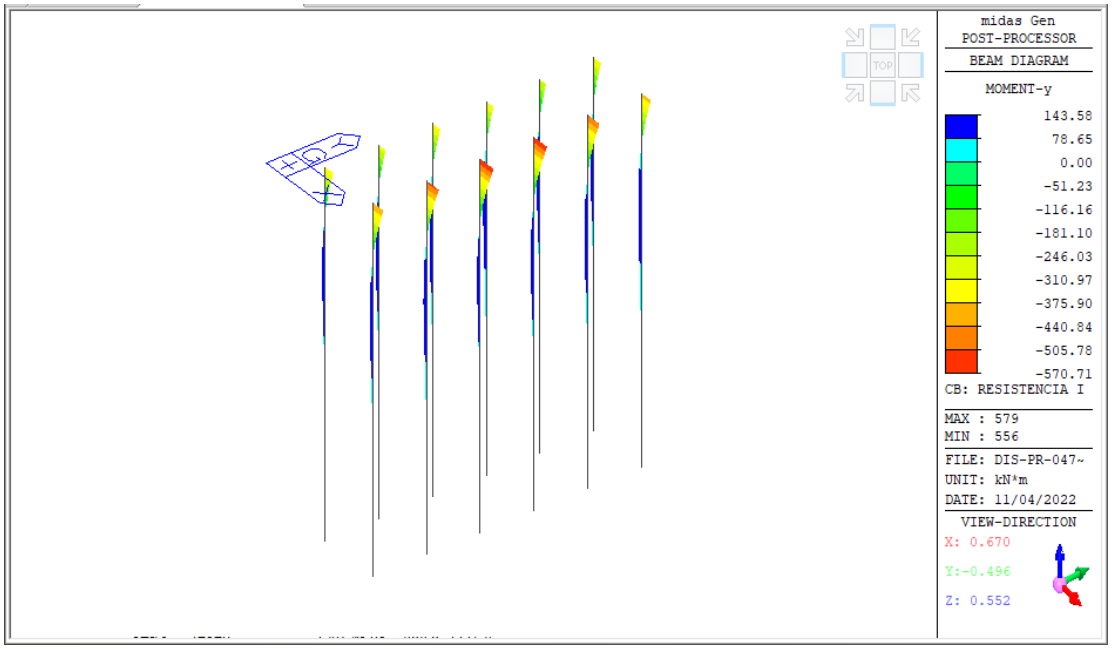


Ilustración 45. Diagrama de momentos de los pilotes – Resistencia I

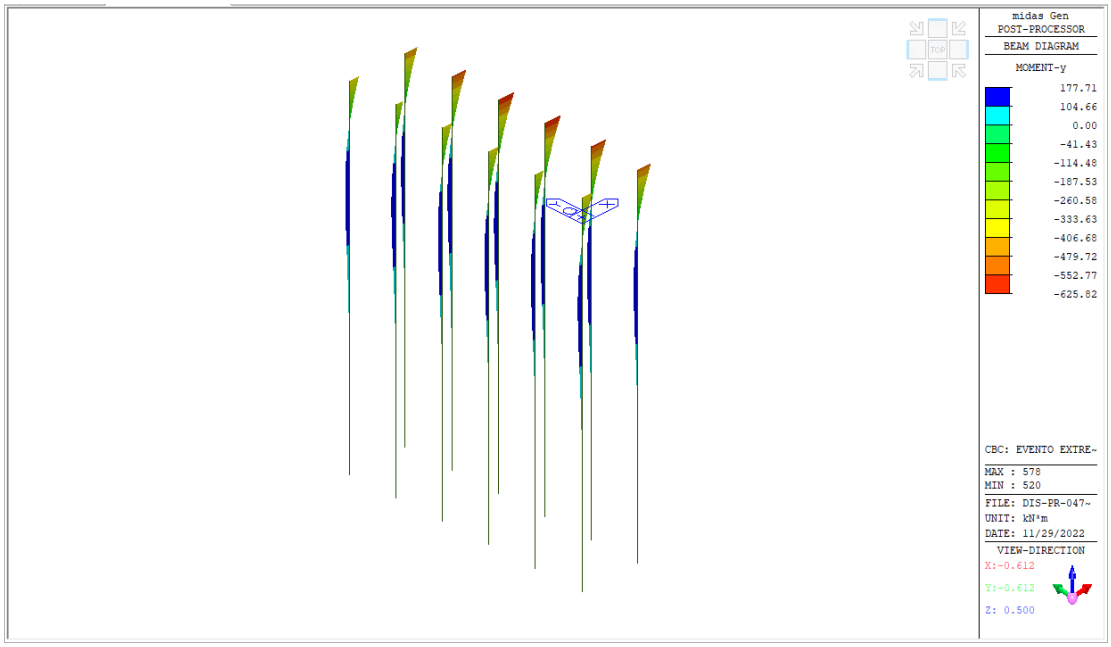


Ilustración 46. Diagrama de momentos en pilotes – Evento extremo I

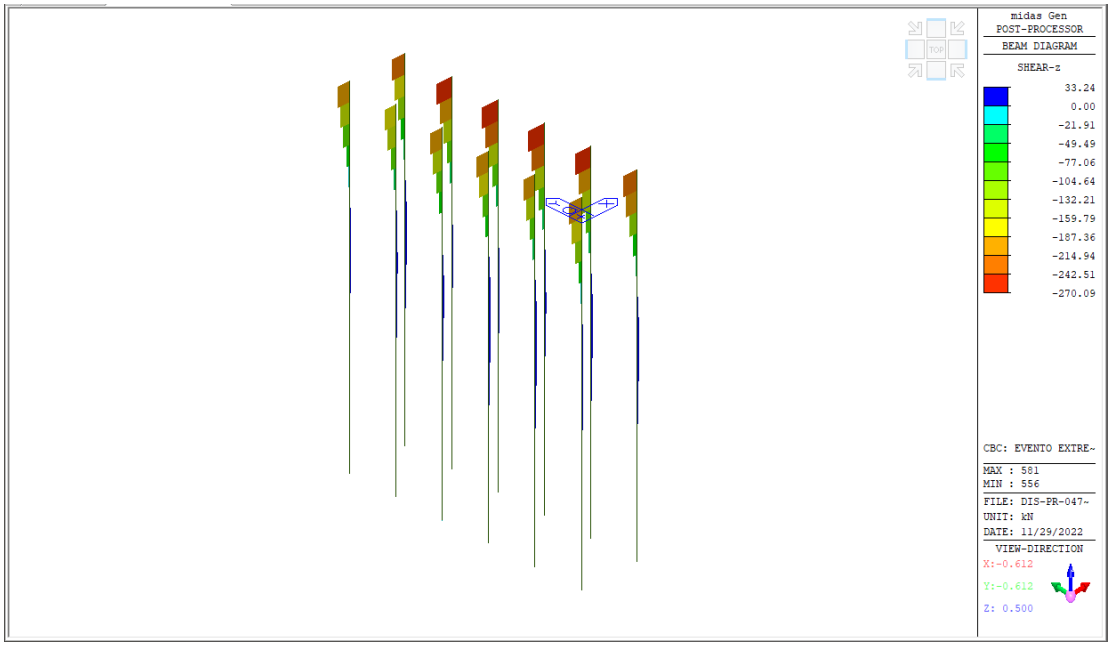


Ilustración 47. Diagrama de fuerzas cortantes en pilotes – Evento extremo I

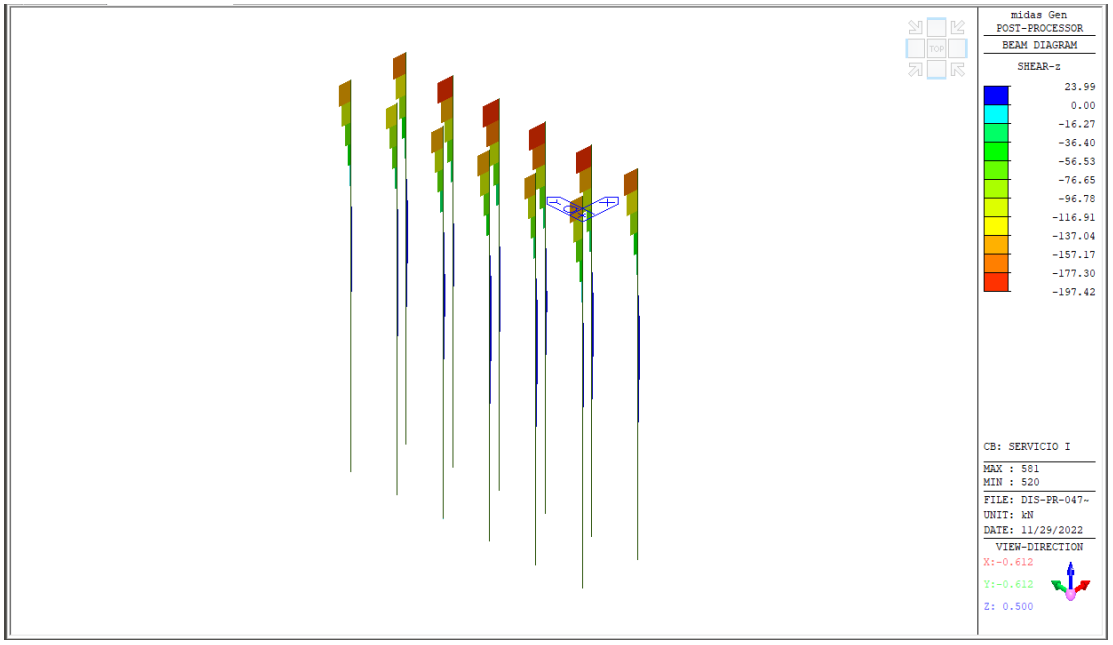


Ilustración 48. Diagrama de fuerzas cortantes en pilotes – Servicio I

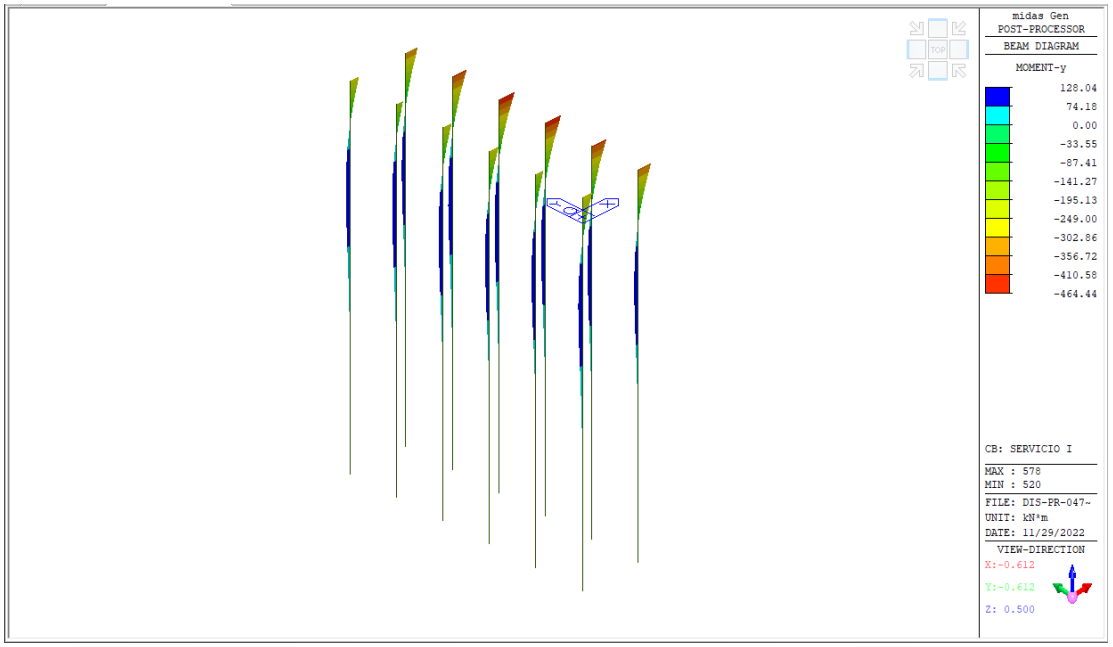


Ilustración 49. Diagrama de momentos en pilotes – Servicio I

REFUERZO MINIMO A CORTANTE CCP-14

$A_v := 2.58\ cm^2$ $f'_c := 28\ MPa$ $f_y := 420\ MPa$ $b_v := 1.10\ m$ $d := 0.05\ m$

$$A_g := \frac{\pi \cdot b_v^{\,2}}{4} = 0.95\ m^2$$

[1] Verificación del refuerzo mínimo a cortante

Se debe verificar que:

$$Av > 0.083 * \sqrt{f'c} * Sbv/fy \qquad 5.8.2.5\text{-}1$$

Para la zona confinada del pilote:

$S_c := 0.075\ m$

$$A_{vc} := 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{S_c \cdot b_v}{f_y}\right) \cdot MPa^{0.5} = 0.86\ cm^2 \qquad Av > Avc\ \ Ok$$

[2] Cuantía volumétrica mínima

Diámetro exterior de la espiral:

$$D_c := b_v - 2 \cdot d = 1.00\ m$$

Longitud de un paso:

$$L_T := \sqrt{S_c^{\,2} + (\pi \cdot D_c)^2} = 3.14\ m$$

Cuantía volumétrica:

$$\rho_s := \left(\frac{A_v \cdot L_T}{\frac{\pi \cdot D_c^{\,2}}{4} \cdot S_c}\right) = 0.014$$

Cuantía volumétrica mínima: 5.10.11.4.1d-1

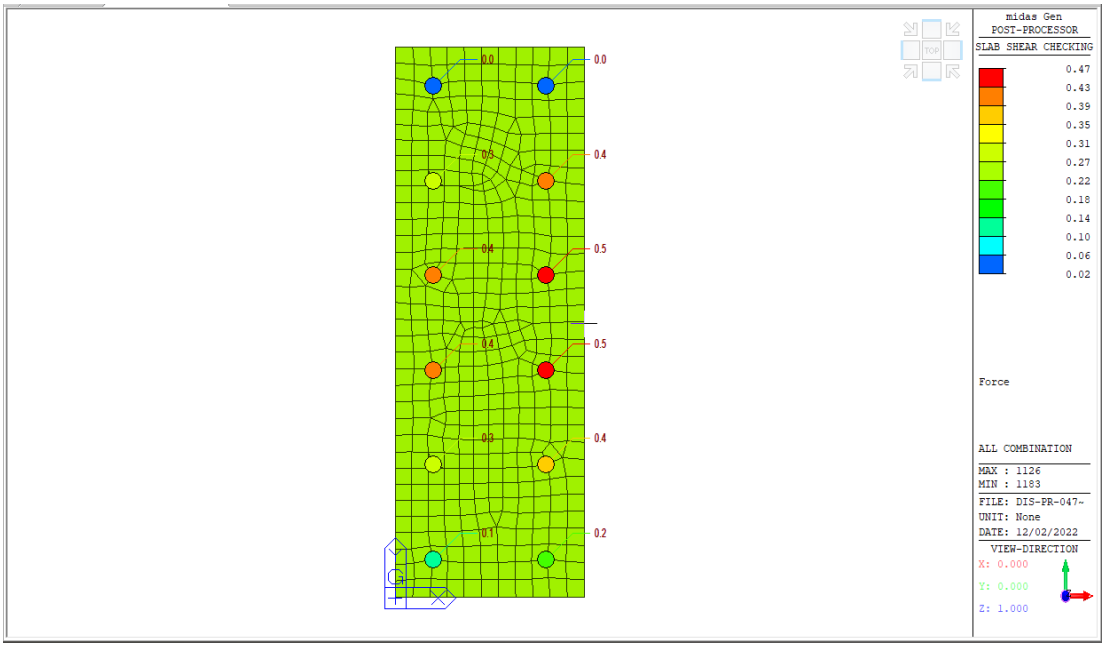
$$\rho_{min} := 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.008$$

Área del núcleo confinado:

$$A_c := \frac{\pi \cdot D_c^{\,2}}{4} = 0.785\ m^2$$

Cuantía volumétrica mínima en zona de confinamiento: 5.7.4.6-1

$$\rho_{minc} := 0.45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.006$$



PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	ZBO	File Name	DIS-PR-047-MC

```
--------------------------------------------------------------------------------------------
midas Gen - RC-Slab Flexural Design      [ ACI318-11 ]                        Gen 2021
============================================================================================


============================================================================
    [[[*]]]   SLAB DESIGN MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 9-[1], Dir 1.
============================================================================
 ------------------------------------------------------------------
     Thk   Elem POS  AsReq  AsUse |      Mu( LCB)      pMn    Rat CHK
 ------------------------------------------------------------------
 1.1000    874 BOT 0.0036 0.0036 | 1393.77(   2) 1400.33 0.995  OK
           964 TOP 0.0042 0.0048 | 1631.96(   2) 1825.98 0.894  OK
 ------------------------------------------------------------------


 << BOTTOM >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 874
    Thickness :    1.1000 m.
    Materials :  fc  =  27579.0378 KPa.
                 Fy  = 413685.5664 KPa.
    Covering  :  dB  =   0.0260 m.
                 dT  =   0.0260 m.
    LCB No.   :    2

 -. Information of Design.
    phi     =   0.900
    b       =   0.0254 m.  (by Code Unit Length).
    d       =   1.0740 m.

 -. Information of Moments and Result.
    Rein. Bar :  #7 @175 / #6 @203
    As req =       0.0036 m^2/m.  (       0.0036 m^2/m.)
    As use =       0.0036 m^2/m.  (       0.0036 m^2/m.)
    Mn     = As use*Fy*[d-As use*Fy/(1.7*fc*b)] =    1555.9200  kN-m./m.
    phiMn  = phi * Mn   =    1400.3280  kN-m./m.
    Mu                  =    1393.7659  kN-m./m.
    RatM   = Mu / phiMn =   0.995  <  1.0  --->  O.K !

 << TOP >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 964
    Thickness :    1.1000 m.
    Materials :  fc  =  27579.0378 KPa.
                 Fy  = 413685.5664 KPa.
    Covering  :  dB  =   0.0260 m.
                 dT  =   0.0260 m.
    LCB No.   :    2

 -. Information of Design.
    phi     =   0.900
    b       =   0.0254 m.  (by Code Unit Length).
    d       =   1.0740 m.

 -. Information of Moments and Result.
    Rein. Bar :  #7 @175 / #7 @152
    As_req =       0.0042 m^2/m.  (       0.0042 m^2/m.)
    As_use =       0.0048 m^2/m.  (       0.0048 m^2/m.)
    Mn     = As_use*Fy*[d-As_use*Fy/(1.7*fc*b)] =    2028.8699  kN-m./m.
    phiMn  = phi * Mn   =    1825.9829  kN-m./m.
    Mu                  =    1631.9573  kN-m./m.
```

```
   RatM   = Mu / phiMn =   0.894  <  1.0  --->  O.K !

================================================================================
   [[[*]]]   SLAB DESIGN MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 9-[2], Dir 1.
================================================================================
 ------------------------------------------------------------------
    Thk   Elem POS  AsReq  AsUse |      Mu( LCB)     pMn   Rat CHK
 ------------------------------------------------------------------
 1.1000   1080 BOT 0.0025 0.0029 | 978.205(   2) 1135.98 0.861  OK
          1033 TOP 0.0030 0.0031 | 1166.52(   2) 1224.45 0.953  OK
 ------------------------------------------------------------------


 << BOTTOM >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 1080
    Thickness :    1.1000 m.
    Materials :  fc  =  27579.0378 KPa.
                 Fy  = 413685.5664 KPa.
    Covering  :  dB  =   0.0260 m.
                 dT  =   0.0260 m.
    LCB No.   :    2

 -. Information of Design.
    phi     =   0.900
    b       =   0.0254 m.  (by Code Unit Length).
    d       =   1.0740 m.

 -. Information of Moments and Result.
    Rein. Bar :  #7 @175 / #6 @406
    As_req =       0.0025 m^2/m.  (       0.0025 m^2/m.)
    As use =       0.0029 m^2/m.  (       0.0029 m^2/m.)
    Mn     = As use*Fy*[d-As use*Fy/(1.7*fc*b)] =    1262.1999  kN-m./m.
    phiMn  = phi * Mn   =    1135.9799  kN-m./m.
    Mu                  =     978.2054  kN-m./m.
    RatM   = Mu / phiMn =   0.861  <  1.0  --->  O.K !
```

```
------------------------------------------------------------------------------------------
midas Gen - RC-Slab Flexural Design     [ ACI318-11 ]                        Gen 2021
==========================================================================================


<< TOP >>

-. Information of Parameters.
   Elem No.  : 1033
   Thickness :    1.1000 m.
   Materials :  fc  =  27579.0378 KPa.
                Fy  = 413685.5664 KPa.
   Covering  :  dB  =    0.0260 m.
                dT  =    0.0260 m.
   LCB No.   :    2

-. Information of Design.
   phi     =   0.900
   b       =   0.0254 m.  (by Code Unit Length).
   d       =   1.0740 m.

-. Information of Moments and Result.
   Rein. Bar :  #7 @175 / #6 @304
   As_req =       0.0030 m^2/m.  (       0.0030 m^2/m.)
   As_use =       0.0031 m^2/m.  (       0.0031 m^2/m.)
   Mn     = As_use*Fy*[d-As_use*Fy/(1.7*fc*b)] =    1360.5024  kN-m./m.
   phiMn  = phi * Mn    =    1224.4521  kN-m./m.
   Mu                   =    1166.5248  kN-m./m.
   RatM   = Mu / phiMn =   0.953  <  1.0  --->  O.K !
```

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	ZBO	File Name	DIS-PR-047-MC

```
--------------------------------------------------------------------------------------------
midas Gen - RC-Slab Shear Checking [ ACI318-11 ]                              Gen 2021
============================================================================================


============================================================================
    [[[*]]]   PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY CODE : DOMAIN 9-[1].
============================================================================

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 520
    LCB No.   :   2
    Materials :  fc  =  27579.0378 KPa.
    Thickness :   1.1000 m.
    Covering  :  dB  =   0.0260 m.
                 dT  =   0.0260 m.

 -. Information of critical section.
    Beta c  = max(dB,dH) / min(dB,dH) =   1.0000
    b0      =   7.5092 m.
    d       =   1.0740 m.
    Alpha_s =  20.0000

 -. Information of shear stress capacity of concrete.
    phi     =   0.750
    Vc1     = (2 + 4/Beta_c) * SQRT(fc)*b0*d   =   21100.8192 kN.
    Vc2     = 4 * SQRT(fc)*b0*d                =   14067.2128 kN.
    Vc3     = (Alpha_s*d/b0 + 2)*SQRT(fc)*b0*d =   17093.3676 kN.
    phiVc   = phi * MIN[ Vc1, Vc2, Vc3 ]       =   10550.4096 kN.

 -. Information of Forces and Result.
    Vuorg   =    1807.8820 kN.
    Vu      =    4984.6752 kN.(considered unbalanced Moment)
    phiVc   =   10550.4096 kN.
    RatVc   = Vu / phiVc =   0.472  <  1.0  --->  O.K !

              (Need Not Reinforcements.)

============================================================================
    [[[*]]]   PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY CODE : DOMAIN 9-[2].
============================================================================

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 538
    LCB No.   :   1
    Materials :  fc  =  27579.0378 KPa.
    Thickness :   1.1000 m.
    Covering  :  dB  =   0.0260 m.
                 dT  =   0.0260 m.

 -. Information of critical section.
    Beta c  = max(dB,dH) / min(dB,dH) =   1.0000
    b0      =   7.5092 m.
    d       =   1.0740 m.
    Alpha_s =  20.0000

 -. Information of shear stress capacity of concrete.
    phi     =   0.750
    Vc1     = (2 + 4/Beta_c) * SQRT(fc)*b0*d   =   21100.8192 kN.
    Vc2     = 4 * SQRT(fc)*b0*d                =   14067.2128 kN.
    Vc3     = (Alpha_s*d/b0 + 2)*SQRT(fc)*b0*d =   17093.3676 kN.
    phiVc   = phi * MIN[ Vc1, Vc2, Vc3 ]       =   10550.4096 kN.

 -. Information of Forces and Result.
```

midas Gen — Punching Check Maximum Result Data

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	ZBO	File Name	DIS-PR-047-MC

```
Vuorg   =    1692.8638 kN.
Vu      =    4361.8136 kN.(considered unbalanced Moment)
phiVc   =   10550.4096 kN.
RatVc   = Vu / phiVc =   0.413  <  1.0  --->  O.K !
```

DISEÑO DE BARANDA COMBINADA

BARANDA VEHICULAR

Se utilizará una baranda TL4, con 850mm altura. La separación vertical libre entre postes es de 260mm, y la separación entre postes es de 1000mm. Las fuerzas de diseño son tomadas de la tabla A13.2-1.

Ft = 240 kN

Fv = 80 kN

Fl = 80 kN

Ll y Lt = 1070mm

Lv = 5500mm

H mínima = 810mm

Tabla 1. Fuerzas de diseño para barandas vehiculares.

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_V (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_V (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: CCP14 – Tabla A.13.2-1

Ilustración 50. Fuerzas de diseño barandas vehiculares

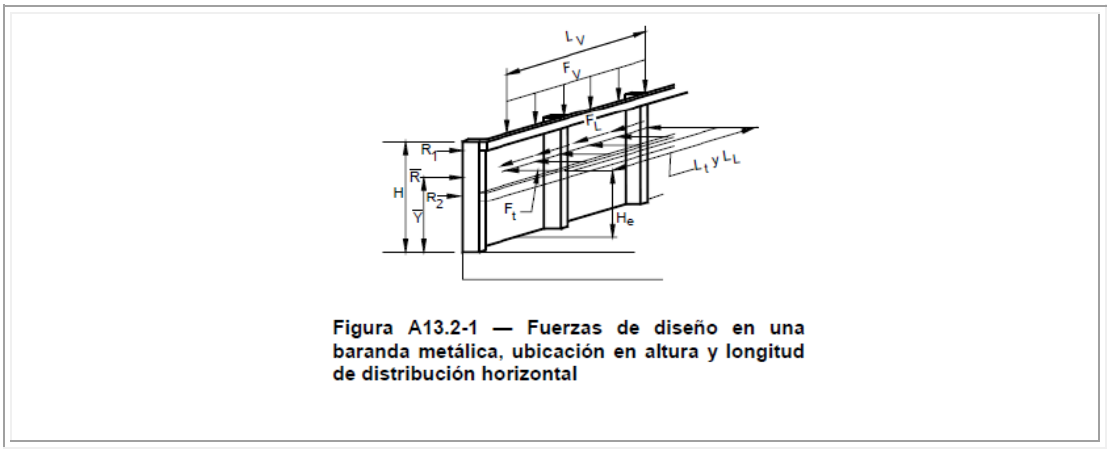


Figura A13.2-1 — Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal

Ilustración 51. Modelo de análisis y cargas de colisión

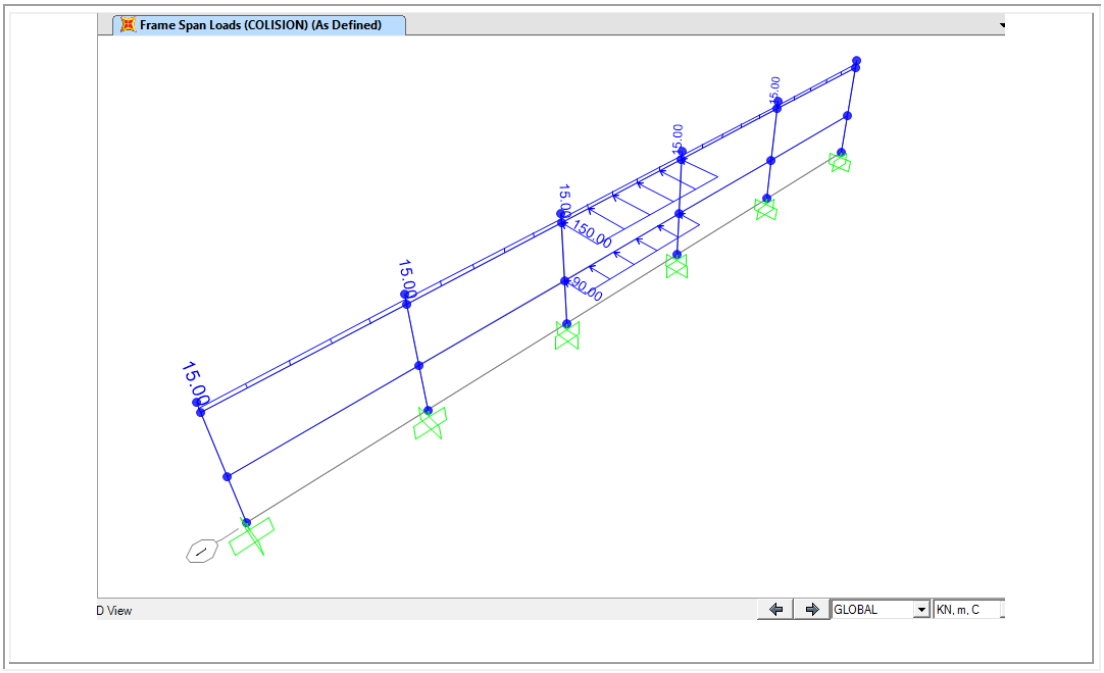


Ilustración 52. Dimensiones de los postes

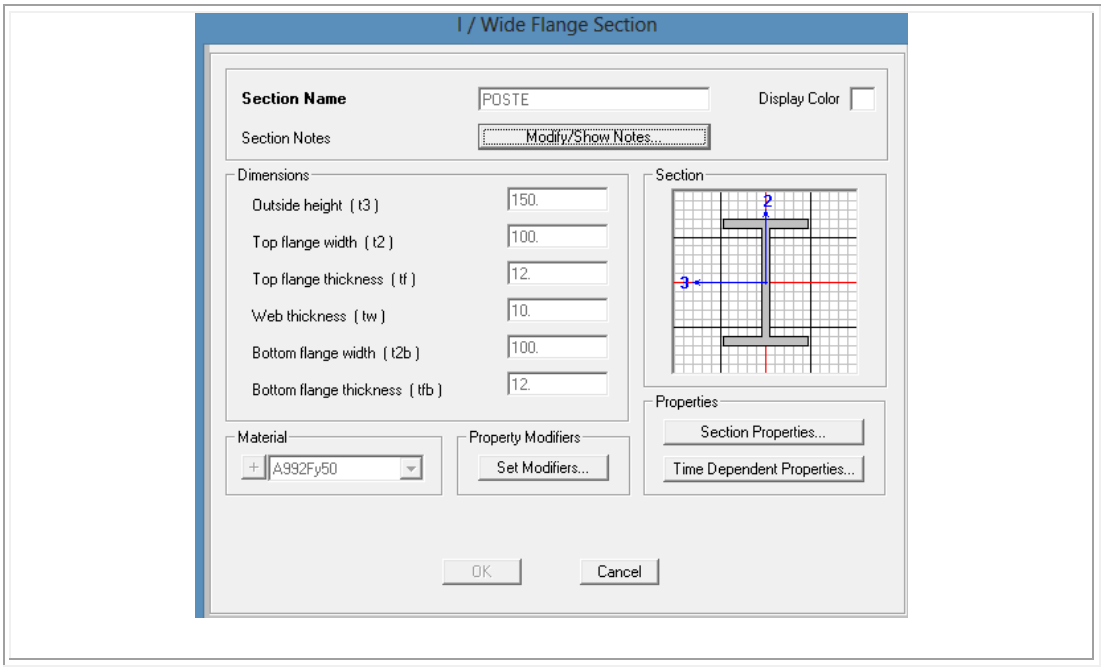
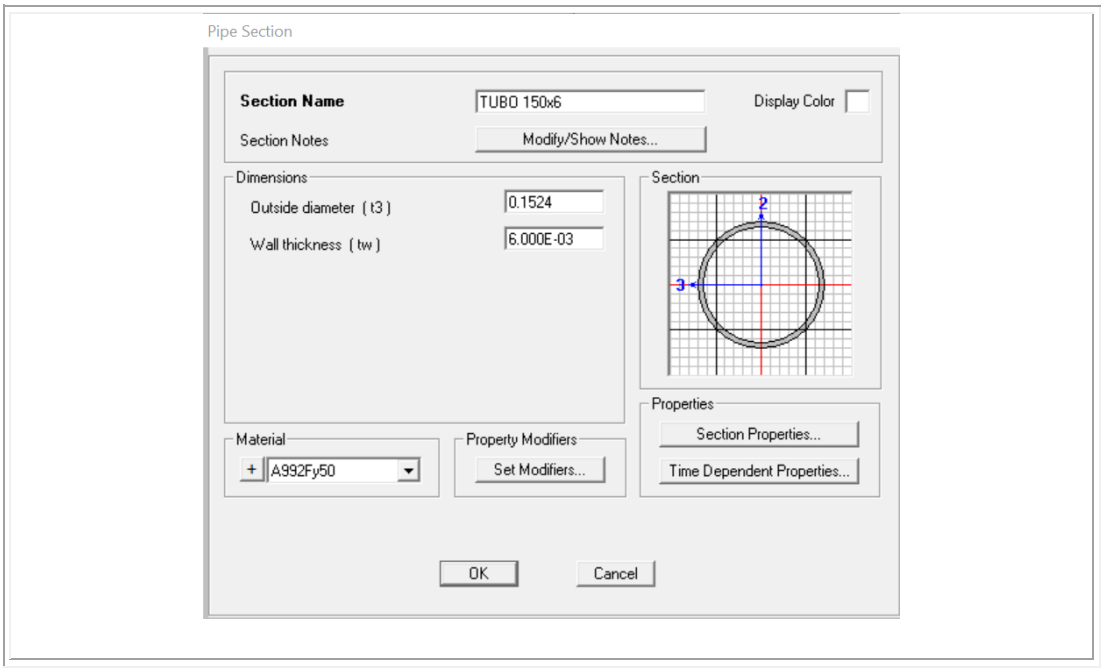
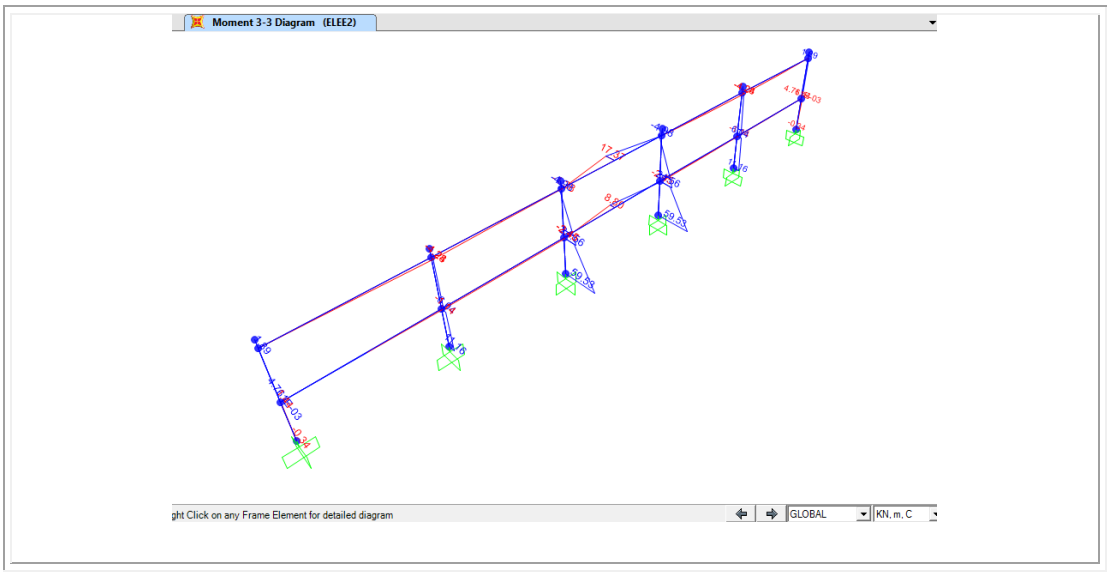


Ilustración 53. Dimensiones vigas



Para el Estado Límite de Evento Extremo 2, se tienen las siguientes solicitaciones en los elementos.

Ilustración 54. Solicitaciones Evento Extremo 2



Para el Estado Límite de Evento Extremo 2, se tienen las siguientes relaciones demanda capacidad.

Ilustración 55. Diseño del poste

```
Frame  : 5                Design Sect: POSTE
X Mid  : 3.000            Design Type: Column
Y Mid  : 0.000            Frame Type : Ordinary Moment Frame
Z Mid  : 0.400            Sect Class : Compact
Length : 0.800            Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 0.000            RLLF       : 1.000

Area   : 0.004            SMajor : 1.750E-04      rMajor : 0.060      AVMajor: 0.002
IMajor : 1.312E-05        SMinor : 4.021E-05      rMinor : 0.023      AVMinor: 0.002
IMinor : 2.011E-06        ZMajor : 2.053E-04      E      : 199947978.80
Ixy    : 0.000            ZMinor : 6.315E-05      Fy     : 344737.894

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          Pu         Mu33         Mu22         Vu2          Vu3          Tu
   0.000         -14.940       59.529       -0.006     118.363       -0.028       -0.061

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing      Total                P      MMajor      MMinor       Ratio      Status
   Equation       Ratio            Ratio       Ratio       Ratio       Limit       Check
   (H1-1b)        0.942     =      0.007   +   0.935   +   0.000       0.950          OK

AXIAL FORCE DESIGN
                      Pu      phi*Pnc      phi*Pnt
                   Force     Capacity     Capacity
   Axial         -14.940     1048.749     1135.567

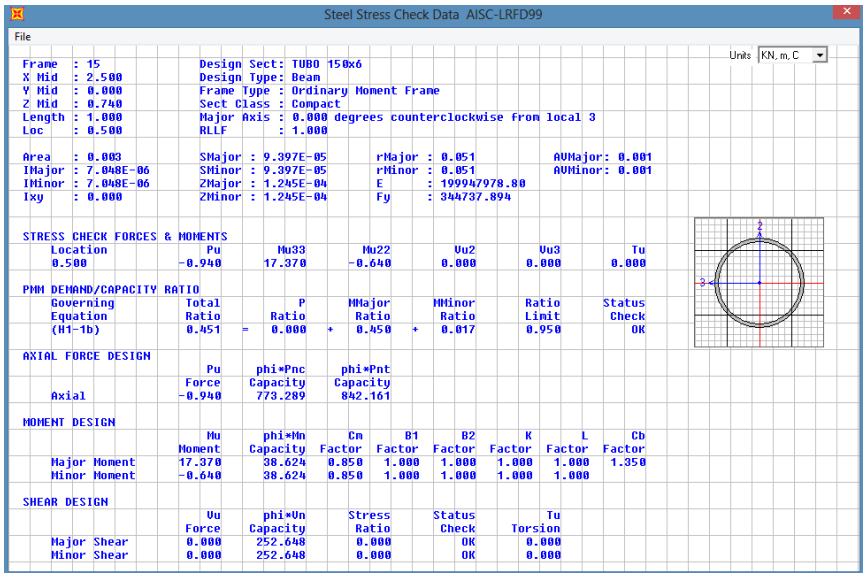
MOMENT DESIGN
                      Mu      phi*Mn           Cm          B1          B2           K           L          Cb
                  Moment    Capacity       Factor      Factor      Factor      Factor      Factor      Factor
   Major Moment   59.529      63.694        0.850       1.000       1.000       1.000       1.000       1.636
   Minor Moment   -0.006      18.714        0.850       1.000       1.000       1.000       0.513

SHEAR DESIGN
                      Vu      phi*Vn      Stress      Status          Tu
                   Force     Capacity       Ratio       Check     Torsion
   Major Shear   118.363      279.238       0.424          OK       0.000
   Minor Shear     0.028      372.317   7.512E-05          OK       0.000
```

Flexo compresión del poste *ratio= 0.942* *Cumple*

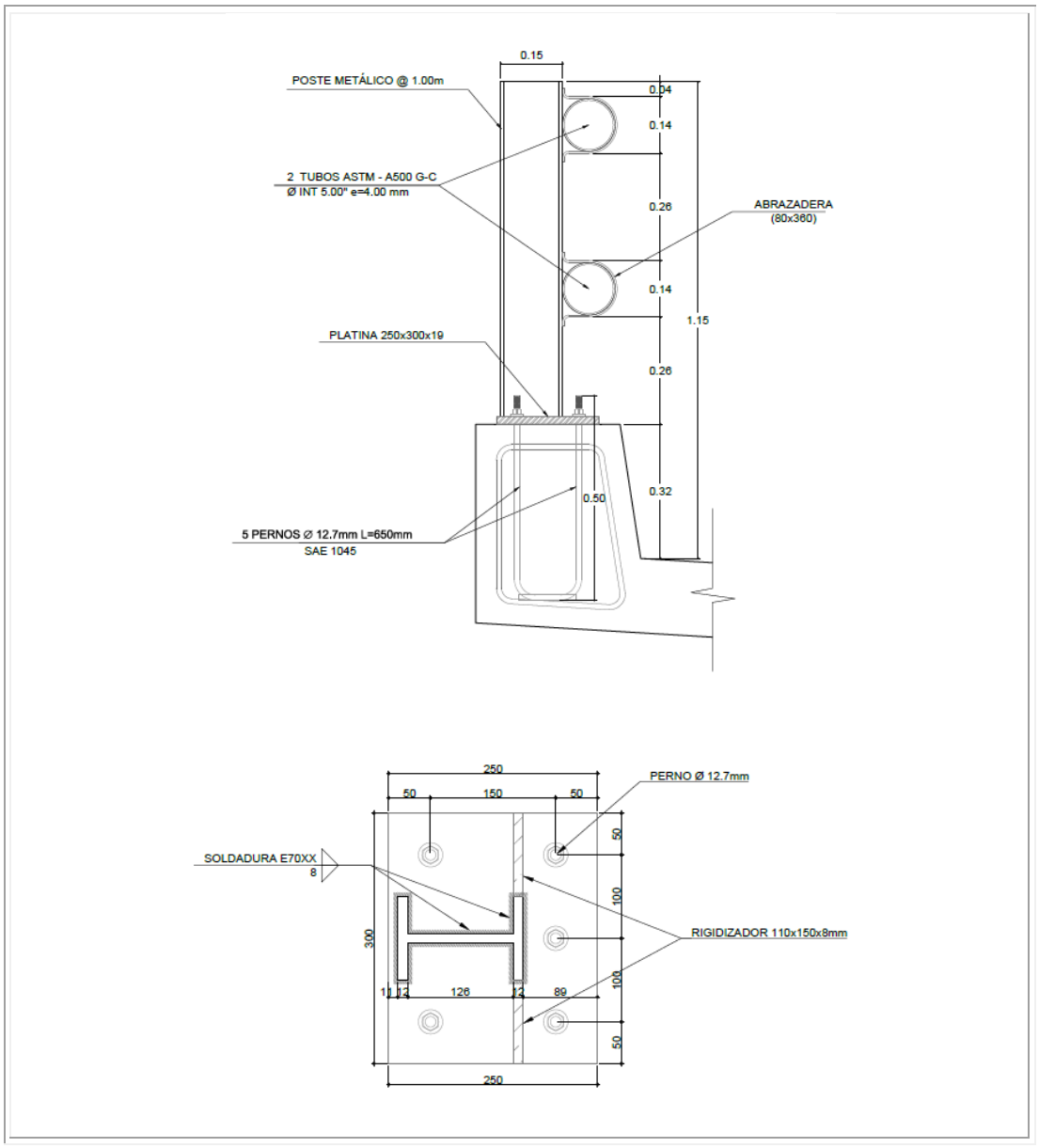
Corte en el poste *ratio = 0.424* *Cumple*

Ilustración 56. Diseño del tubo



Flexo compresión de las vigas ratio = 0.451 Cumple

Ilustración 57. Baranda vehicular TL4


0.15
POSTE METÁLICO @ 1.00m
0.04
0.14
2 TUBOS ASTM - A500 G-C
Ø INT 5.00" e=4.00 mm
0.26
ABRAZADERA
(80x360)
0.14
1.15
PLATINA 250x300x19
0.26
0.50
0.32
5 PERNOS Ø 12.7mm L=650mm
SAE 1045
250
50
150
50
PERNO Ø 12.7mm
SOLDADURA E70XX
8
50
100
300
RIGIDIZADOR 110x150x8mm
100
13
126
13
89
50
250