

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales



PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

ANEXO A: MEMORIA DE CALCULO

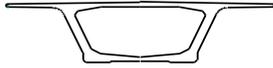
CANAL DE EGRESO – ACUEDUCTO LOS MOLINOS CORDOBA

Autor: Calderón, Carlos Martín 38.091.872

Tutor interno: MSc. Ing. Carlos Gerbaudo

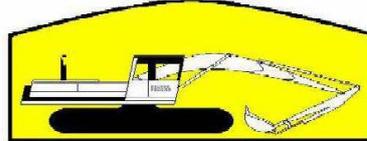
Supervisor externo: Ing. Juan Carlos Traversaro

Fecha de entrega:



GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CORDOBA

MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y ENERGIA
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRICOS Y COORDINACION
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS



Romero Cammisa Construcciones S.A.

ACUEDUCTO LOS MOLINOS – CORDOBA

Tramo: Cruce Río Anisacate

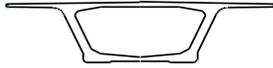
Proyecto Ejecutivo Puente – Canal Empujado

PROVINCIA DE CORDOBA

CANAL DE Y EGRESO

MEMORIA DE CÁLCULO

Archivo:ACDLMC-V176-MC800.docx		
REVISION- Nº	FECHA	DETALLE DE LAS REVISIONES
1	07/12/16	ENTREGA



INTRODUCCIÓN

La presente memoria aborda el cálculo de la sección tipo del tramo de canal hormigonado "in situ" que vincula el extremo de final del puente canal con el canal de sección tolva existente.

La sección en estudio se encuentra entre las progresivas 1362,37 metros y 1451,59 metros en la unión con el canal existente.

La sección "U" de paredes verticales reciben dos pasarelas longitudinales de 1,20 metros de ancho, que se vinculan entre si con presillas cada aproximadamente 5,0 metros.

Esquema estático y Modelos matemáticos

Para la modelación y cálculo de los esfuerzos se ha utilizado un modelo de placas, en el que se modela una longitud de 17.00m en el sentido longitudinal, apoyada sobre fundación elástica y restringido a desplazarse lateralmente producto de la fricción.

Se ha dispuesto juntas de dilatación cada 40 metros como máximo, la misma se ha diseñado con water stop.

MEMORIA DE CALCULO

La presente memoria contiene los siguientes puntos:

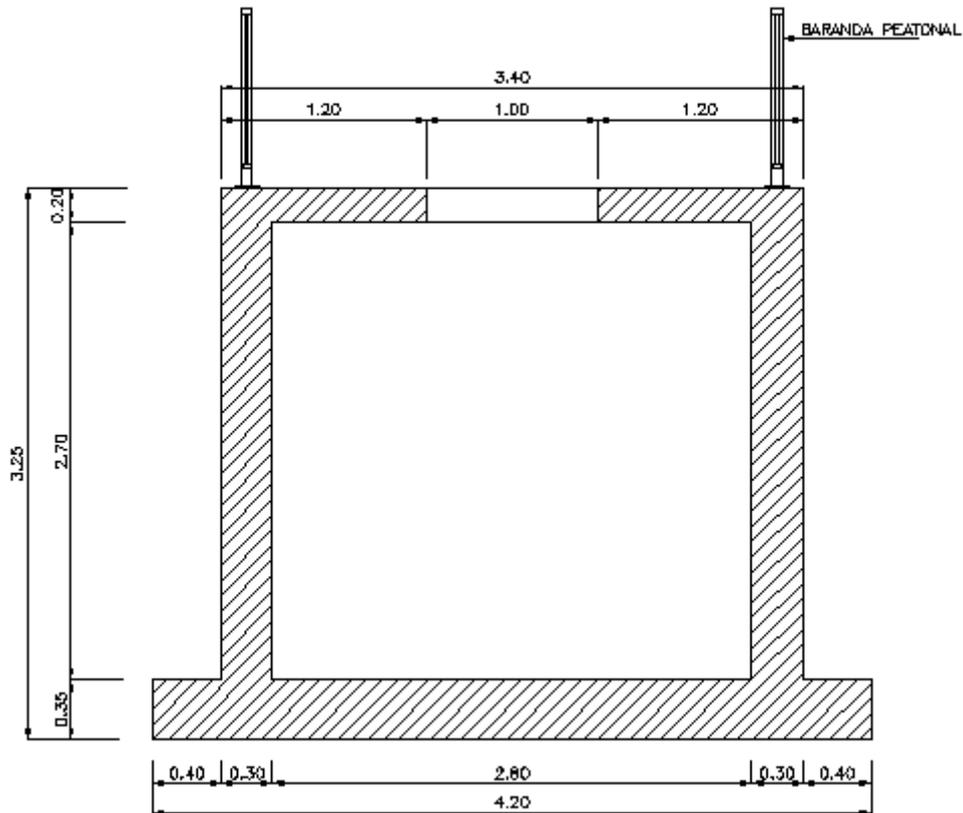
- 1,- Combinación de estados de carga
- 2,- Cálculo de los esfuerzos
- 3,- Resumen de esfuerzos y verificación de las secciones de HA

- Tabiques
- Losa de fondo
- Losa de pasarela
- Muro de contención
- Compuerta



Se adjunta planos de geometría y armadura.

SECCION TRANSVERSAL TÍPICA



Determinación de las acciones sobre el canal

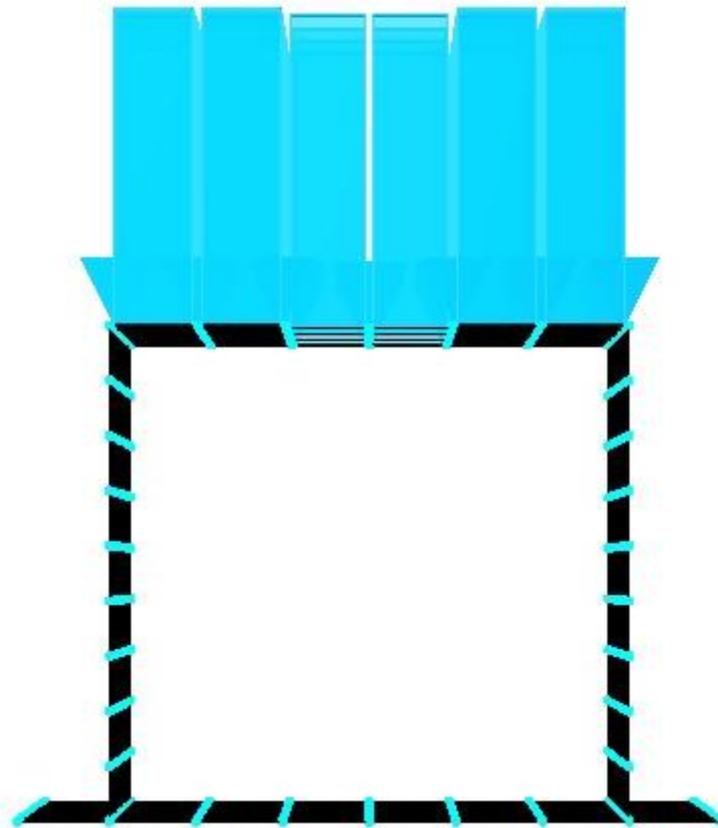
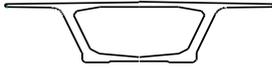
Las acciones consideradas fueron las siguientes:

Peso propio (D)

Resulta de multiplicar el volumen de hormigón considerado por la densidad de un hormigón normal -2400kg/m³-.

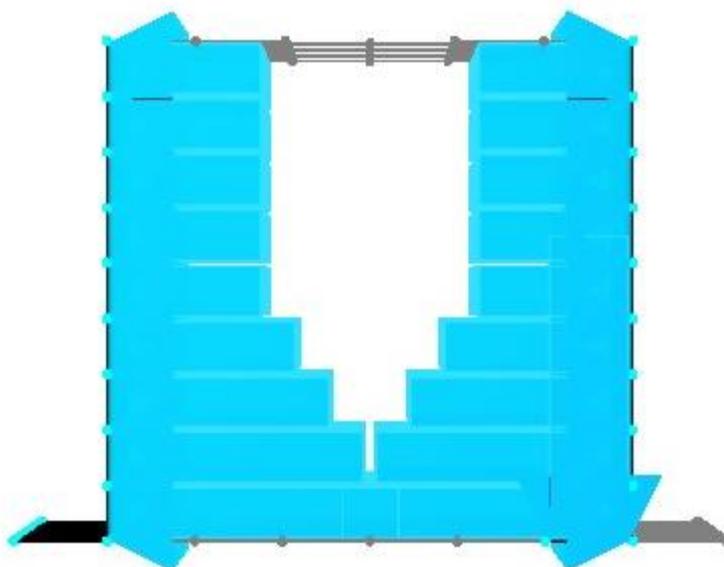
Sobrecarga (L)

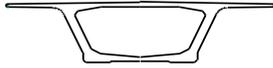
La sobrecarga útil utilizada sobre las presillas resulto de las "Bases para el cálculo de puentes hormigón armado" de la Dirección Nacional de Vialidad publicado en el año 1952 y es igual a 400kg/m².



Fluidos (F)

La carga de los fluidos resulto de considerar la presión hidrostática el canal lleno, es decir, con 2,7m de agua.





Sismo (E)

El sismo provoca principalmente dos esfuerzos. Una sobrepresión dinámica – sobre un paramento- acompañado de un decremento de la presión – en el otro paramento-, y fuerzas máxicas producidas por la aceleración de la masa de la estructura. Analizamos primero el segundo fenómeno.

Fuerzas máxicas:

Basándose en el INPRES CIRSOC parte I, la ciudad de Córdoba pertenece a una zona sísmica 1 y a un tipo de suelo II. Se utiliza el método estático equivalente.

Se consideró también que la estructura es de tipo A, lo que supone un factor de riesgo de 1,3.

ZONA 1

PROVINCIA DE CÓRDOBA

1 Sobremonle
3 Ischilín
4 parte de Tulumba
7 Punilla
8 Totoral
9 Colón
10 parte de Río Primero
14 Capital
15 Santa María
16 parte de Río Segundo
18 Calamuchita
19 parte de Tercero Arriba
20 parte de Gral. San Martín
23 Río Cuarto
24 Juárez Celman

PROVINCIA DEL CHACO

1 parte de Almirante Brown
2 parte de Gral. Güemes

PROVINCIA DEL CHUBUT

1 parte de Cushamen
5 parte de Futaleufú
6 Languiñeo
7 Tehuelches
13 Río Senguer

PROVINCIA DE FORMOSA

1 Ramón Lista
2 Matacos

PROVINCIA DE LA PAMPA

1 Rancul
8 Chical Co
9 parte de Chailleo

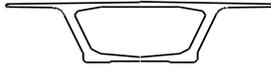


Tabla 3. Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables.

SUELO	IDENTIFICACIÓN		CARACTERÍSTICAS		
			Velocidad de propagación de ondas de corte	Prueba de penetración normalizada P.P.N.	Tensión admisible del suelo, σ_{adm}
			(m/s)	(n° de golpes)	(MN/m ²)
Tipo I	Muy firmes y compactos	a) Rocas firmes y formaciones similares	≥ 700	---	$\sigma_{adm} \geq 2$
		b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{adm} < 2$
Tipo II	Intermedios	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{adm} < 2$
		b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	100 a 400	granulares ≥ 15 y < 30 cohesivos ≥ 10 y < 15	$0,1 \leq \sigma_{adm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	Suelos granulados poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m ²); suelos colapsibles	< 100	< 10	$\sigma_{adm} < 0,1$

De aquí se obtienen los siguientes datos:

Tabla 4. Valores de a_s , b, T₁ y T₂ para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.

ZONA SÍSMICA	SUELO	a_s	b	T ₁	T ₂
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20



El periodo de vibración natural de la estructura fue obtenido de la modelización del canal descripta en la introducción en un software de cálculo estructural y resulto 0,0732s

Como $T < T_1$ se utiliza la siguiente expresión para calcular la pseudoaceleración brindada por el capítulo 7.2.3 del INPRES CIRSOC 103 parte I

$$S_a = a_s + (f_a * b - a_s) * \frac{T}{T_1} = 0,134$$

La ductilidad fue obtenida de las expresiones brindadas por el reglamento INPRES CIRSOC 103 parte II para tabiques en voladizo, las cuales se adjuntan a continuación

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	DUCTILIDAD GLOBAL - μ -
1) TABIQUES SISMORRESISTENTES EN VOLADIZO	$\frac{4}{z}$
2) TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	$\frac{5}{z} \leq \frac{3A + 4}{z} \leq \frac{6}{z}$
Donde: $1,00 < z = 2,50 - 0,50A_r < 2,00$ (3 - 2) $\frac{1}{3} \leq A(\text{exp. 3-1}) \leq \frac{2}{3}$	

$$\mu = \frac{4}{z} = \frac{4}{2,50 - 0,50 * \frac{2700}{\infty}} = 2$$

El factor de reducción R viene dado por el capítulo 8.1 del INPRES CIRSOC 103 parte I y resulta

$$R = 1 + (\mu - 1) * \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$
$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

$$R = 1 + (\mu - 1) * \frac{T}{T_1} = 2$$

El coeficiente sísmico viene dado por la expresión

$$C = \frac{S_a * \gamma}{R} = 0.14$$



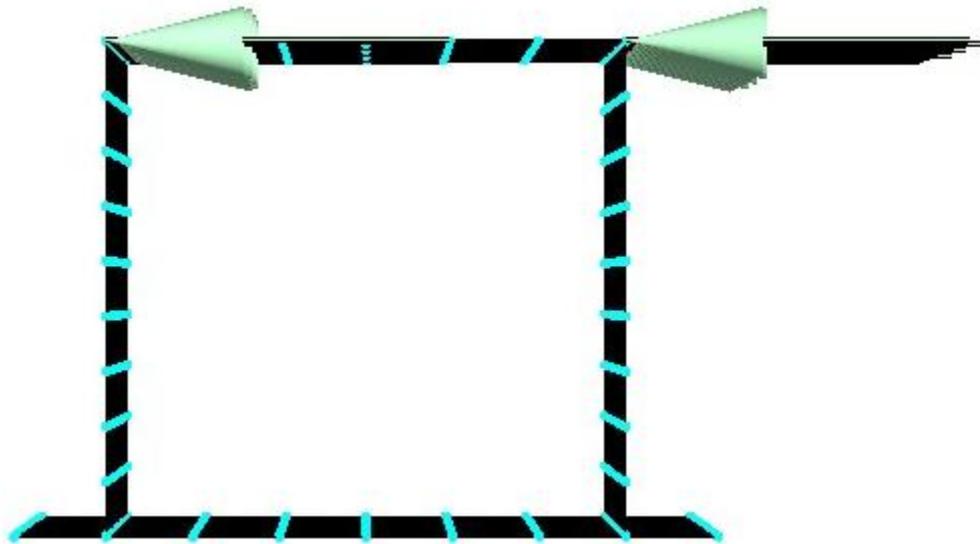
Luego las fuerzas máxicas vienen dadas por la expresión

$$F_i = C * W_i$$

$$W_i = D + \eta L_i$$

Siendo η un factor que contempla la probabilidad de que se encuentre la sobrecarga, siendo 1 para los fluidos y 0 para la sobrecarga sobre las sendas peatonales.

Calculando las masas asociadas a cada nodo se calcula la fuerza que actúa sobre cada uno de estos y se colocan en el modelo.



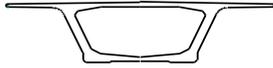
Cargas por el movimiento del agua:

Las cargas producidas por el efecto hidrodinámico fueron calculadas en base a la conocida expresión de Westergaard, que originalmente fue diseñada para presas pero puede utilizarse con suficiente aproximación al problema de estudio.

La presión máxima viene dada por la expresión:

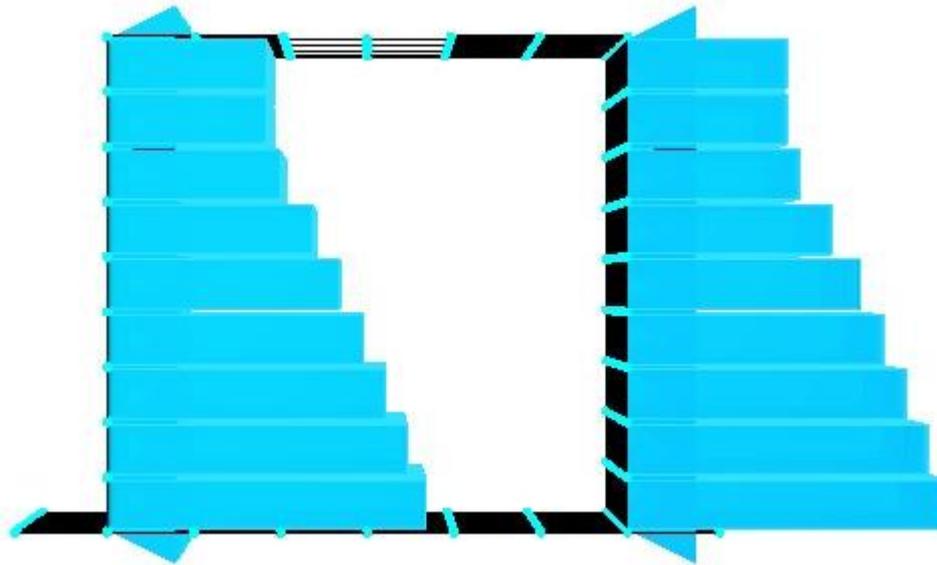
$$q_{max} = 0,743 * S_a * \gamma * H = 0,27tn/m^2$$

Y la distribución en altura viene dada por la expresión:



$$q(y) = \frac{q_{max}}{H} * \sqrt{H * y}$$

Se calculan las sobrepresiones y se las carga en el modelo. Además asumiendo que ambos tabiques del canal se desplazan al mismo tiempo de un lado tendremos un incremento de la presión mientras que en el lado opuesto un decremento de presión.



Empuje del suelo (H):

El empuje del suelo fue calculado para la máxima altura que se prevé que este alcance, es decir 2,20m, y utilizando la expresión para el empuje activo de Rankine,. Esta es

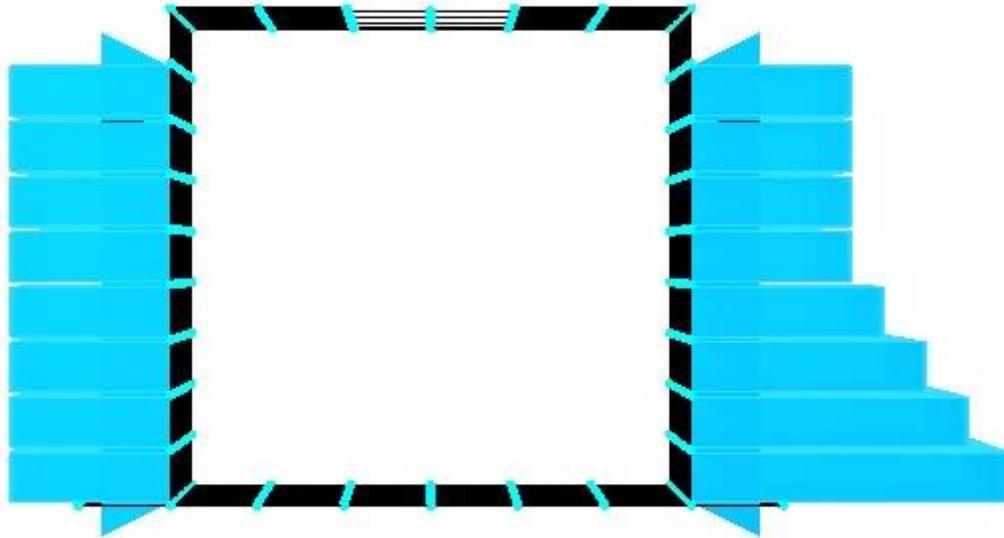
$$\sigma_h = k_a * \sigma_v$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_v = \gamma_{suelo} * y$$

Con $\phi = 30^\circ$ y $\gamma_{suelo} = 1,8tn/m^3$, datos provenientes del estudio de suelo.

Sobre la margen izquierda en sentido de las progresivas se consideró además del empuje del suelo un empuje hidrostático previendo posibles pérdidas del canal.

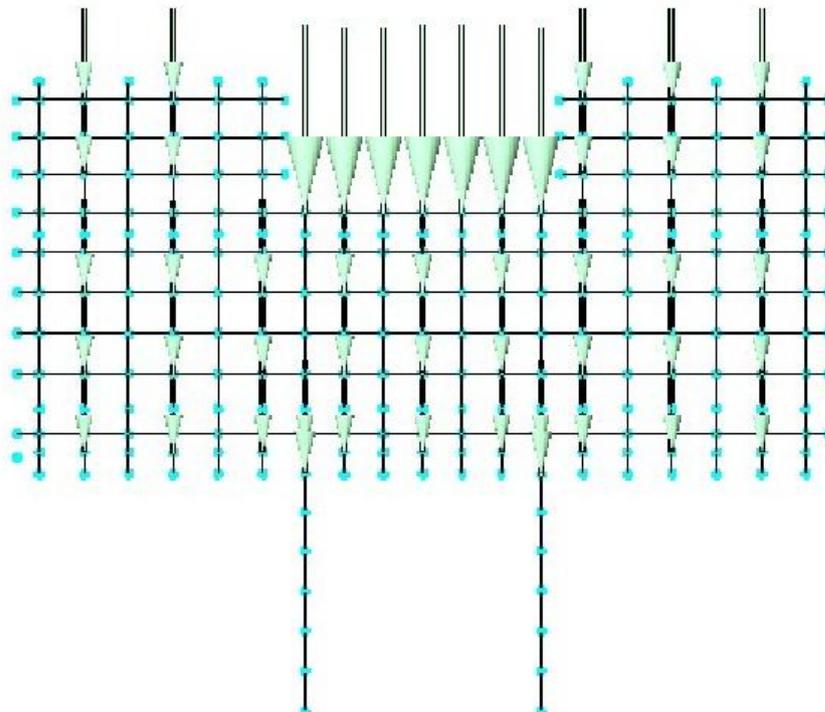


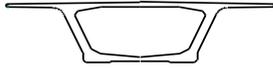
Determinación de las acciones sobre el muro de contención

Las acciones que se consideraron sobre el muro fueron:

Peso propio (D):

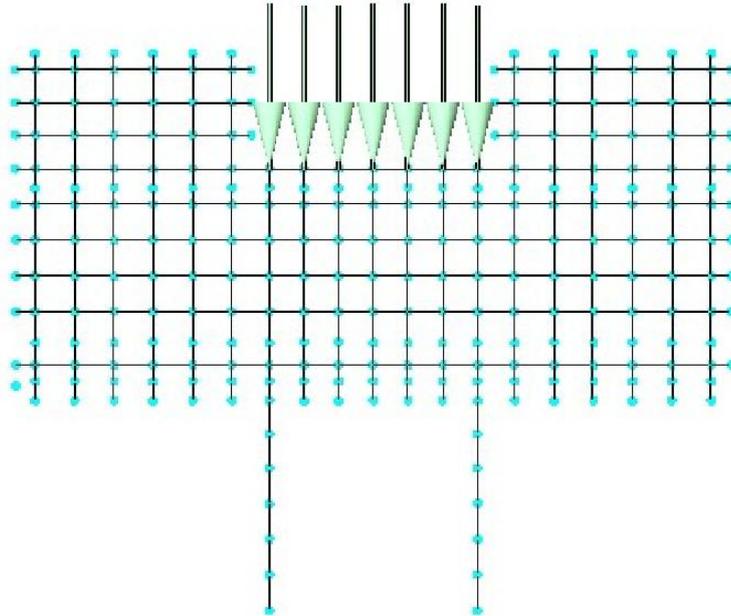
Para el peso propio se consideró el peso propio correspondiente al propio muro, a los cabezales, a los pilotes, y también a un tramo de canal de 5 metros. En todos los casos se calcula como el volumen de hormigón multiplicado por la densidad de este -2400kg/m^3 .





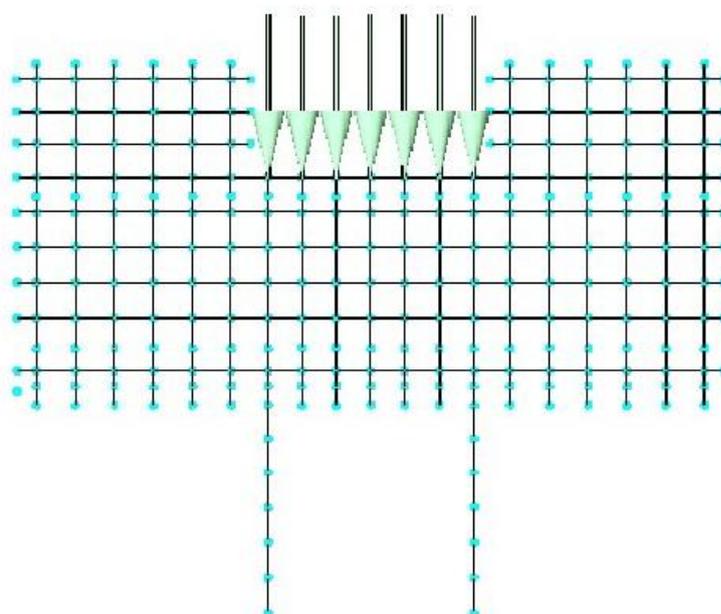
Fluidos (F):

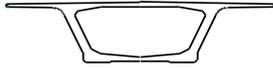
Los fluidos actúan sobre el canal y se transfieren como un esfuerzo sobre el plano del muro. También se consideró que un tramo de 5 metros estará apoyado sobre el canal.



Sobrecarga (L)

Al igual que en los casos anteriores, se consideró que un largo de 5m descarga sobre el muro.





Empuje del suelo (activo y sísmico):

Para el cálculo del empuje del empuje del suelo se utilizaron las “Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80”.

Con esta norma se tiene que

$$E_{as} = E_a + \Delta E_{as} = (1 - C_v) * \left(q \cdot H \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos \alpha - \beta} + \gamma_s \cdot \frac{H^2}{2} \right) K_{as}$$

Con Eas: empuje activo total del suelo durante el sismo

Ea: empuje activo estático. Se obtiene como caso particular de Eas reemplazando $C_v=0$.

ΔE_{as} : Incremento del empuje activo originado por el sismo.

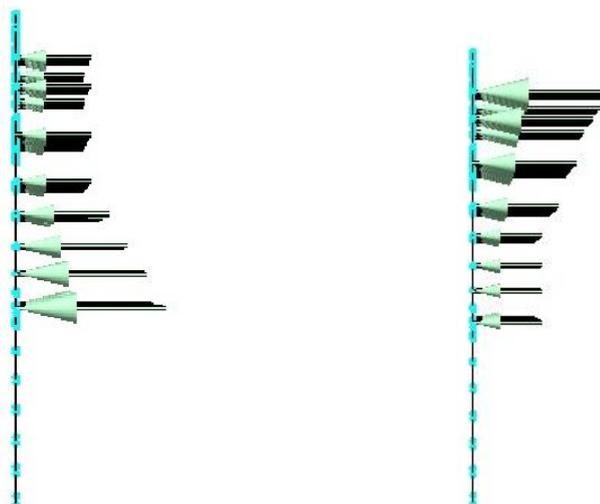
γ_s : peso específico del suelo

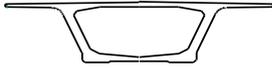
H: altura del relleno medido desde la superficie de fundación del muro

q: intensidad de la sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del muro (0).

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos^2(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta)} * \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right)^2}$$

Con estas expresiones se calcula la resultante por metro de muro y luego sabiendo que la distribución del empuje estático es triangular y la distribución del empuje sísmico es triangular invertida se obtiene el empuje que actúa en cada faja.





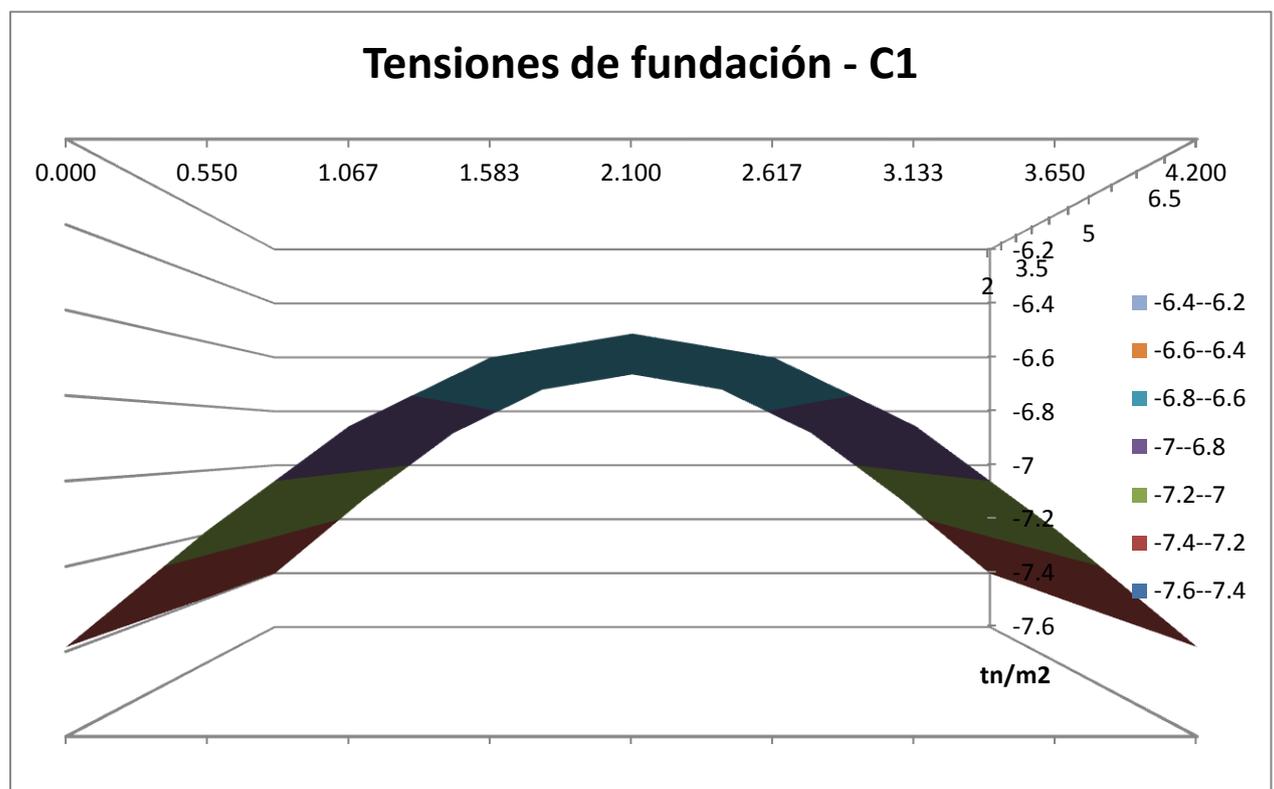
Determinación de los esfuerzos sobre el canal

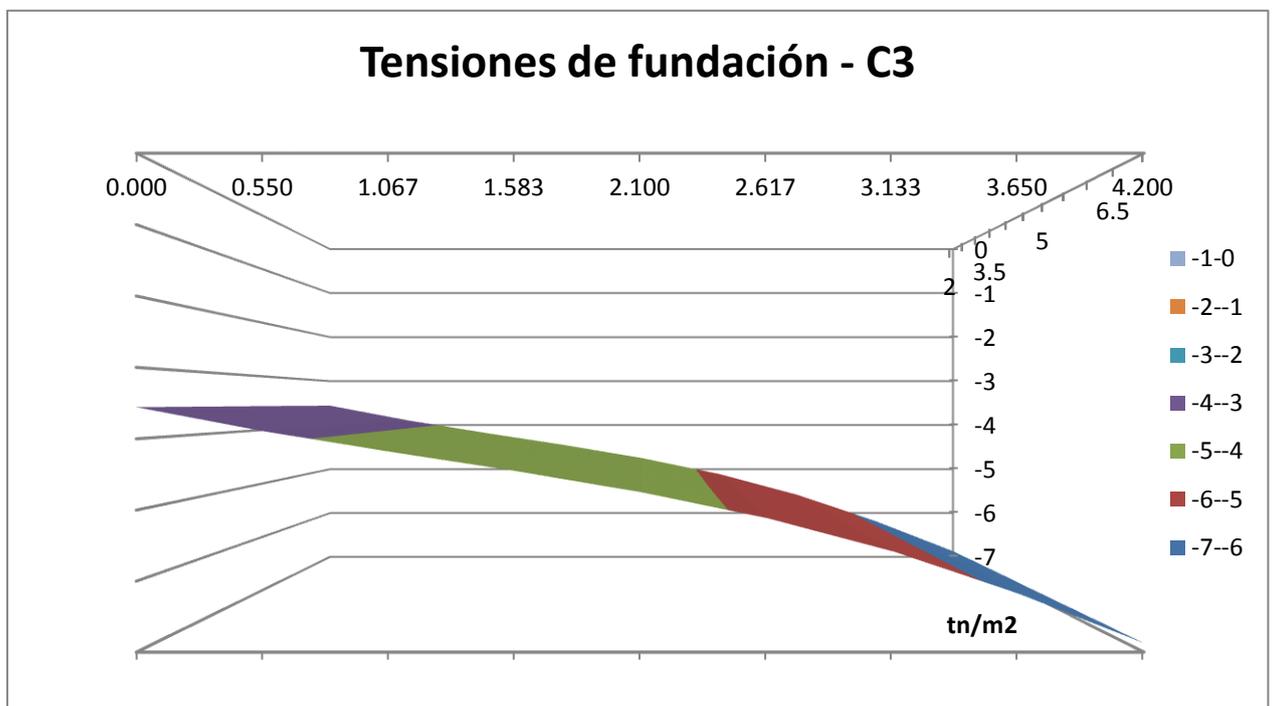
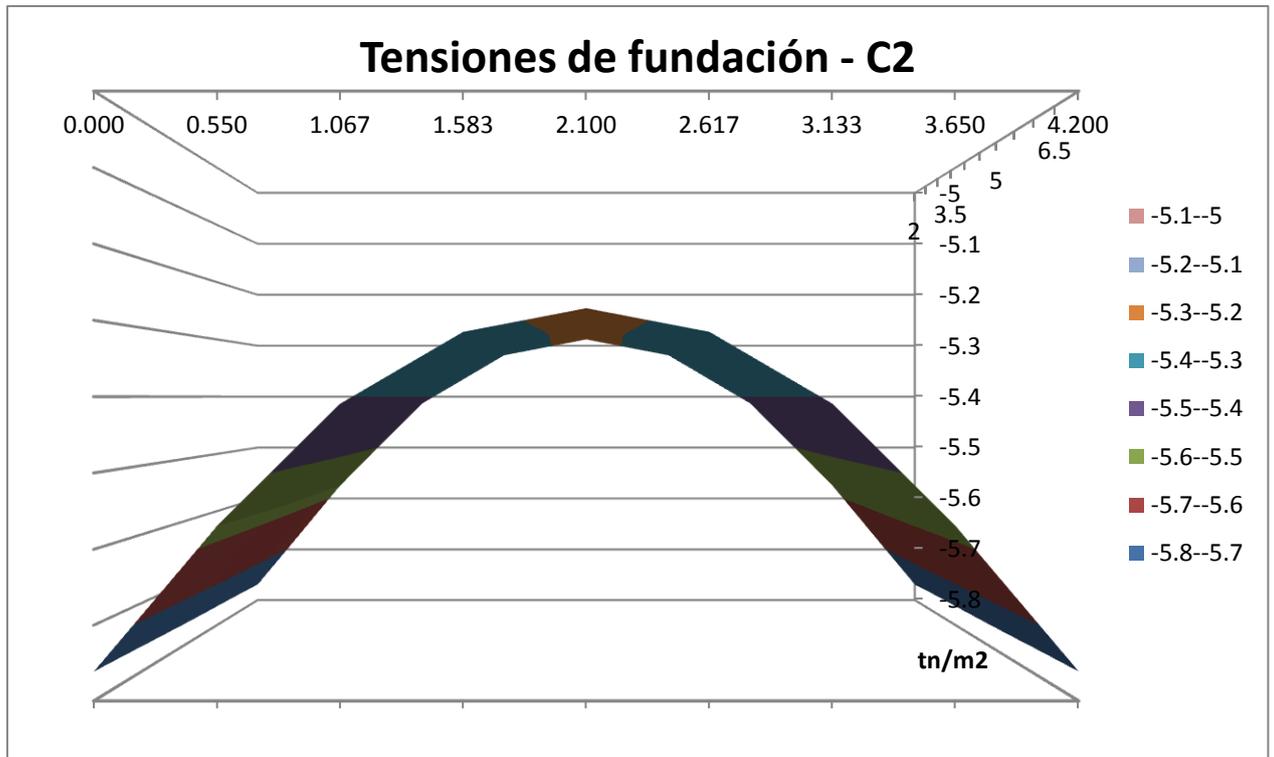
Para el cálculo de las solicitaciones se utilizaron las combinaciones de carga del ACI-350-01, en el capítulo 9.2. Esto se debe a que dichas combinaciones contemplan la necesidad de estanqueidad a través de un coeficiente de mayoración de las acciones para controlar indirectamente la fisuración. Así se obtienen las siguientes combinaciones utilizadas para el canal:

1. $U=1,3(1,4D+1,7L+1,7F)=1,82D+2,21L+2,21F$
2. $U=1,3(0,9D+1,7F)=1,17D+2,21F$
3. $U=1,3(1,05D+1,28F+1,40E)=1,365D+1,664F+1,82E$
4. $U=1,3(0,9D+1,43E)=1,17D+1,859E$
5. $U=0,9D+1,7H$

Vale destacar que en la quinta combinación no se utiliza el coeficiente de 1,3 debido a que una pequeña fisuración en el paramento exterior del canal no compromete la estanqueidad del mismo. Esta combinación prevé la posibilidad de que el canal se encuentre vacío y haya empuje del suelo.

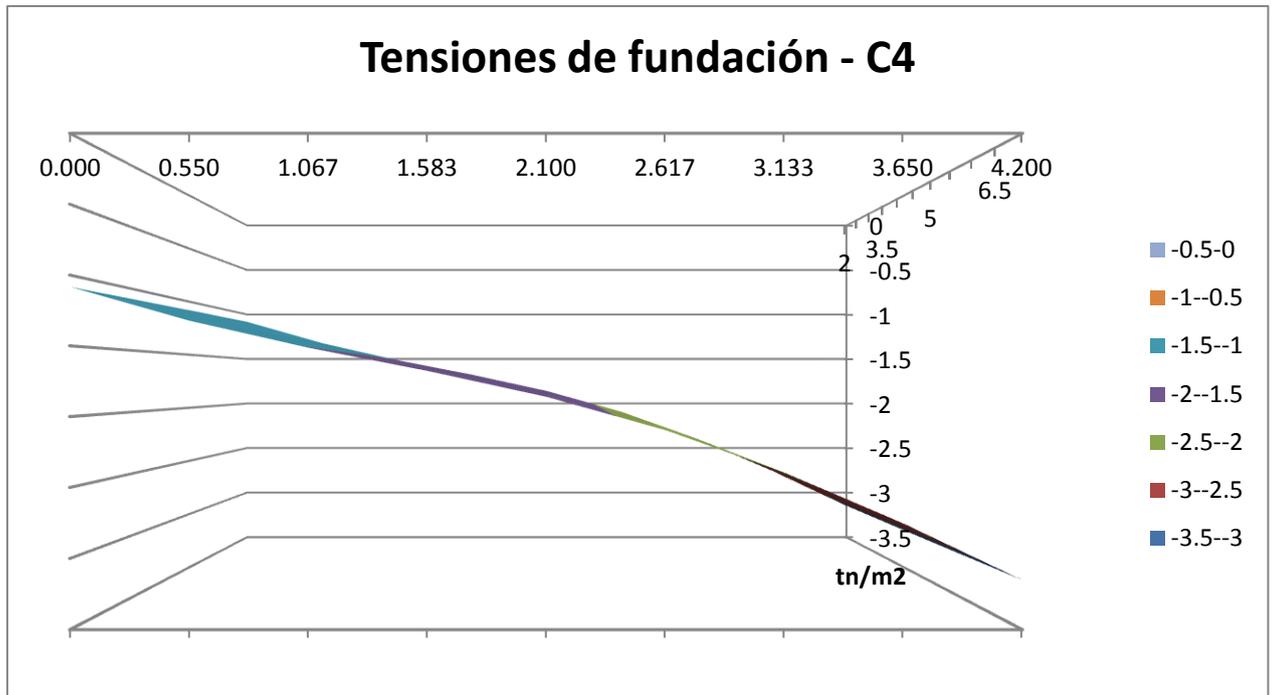
Tensiones de fundación:



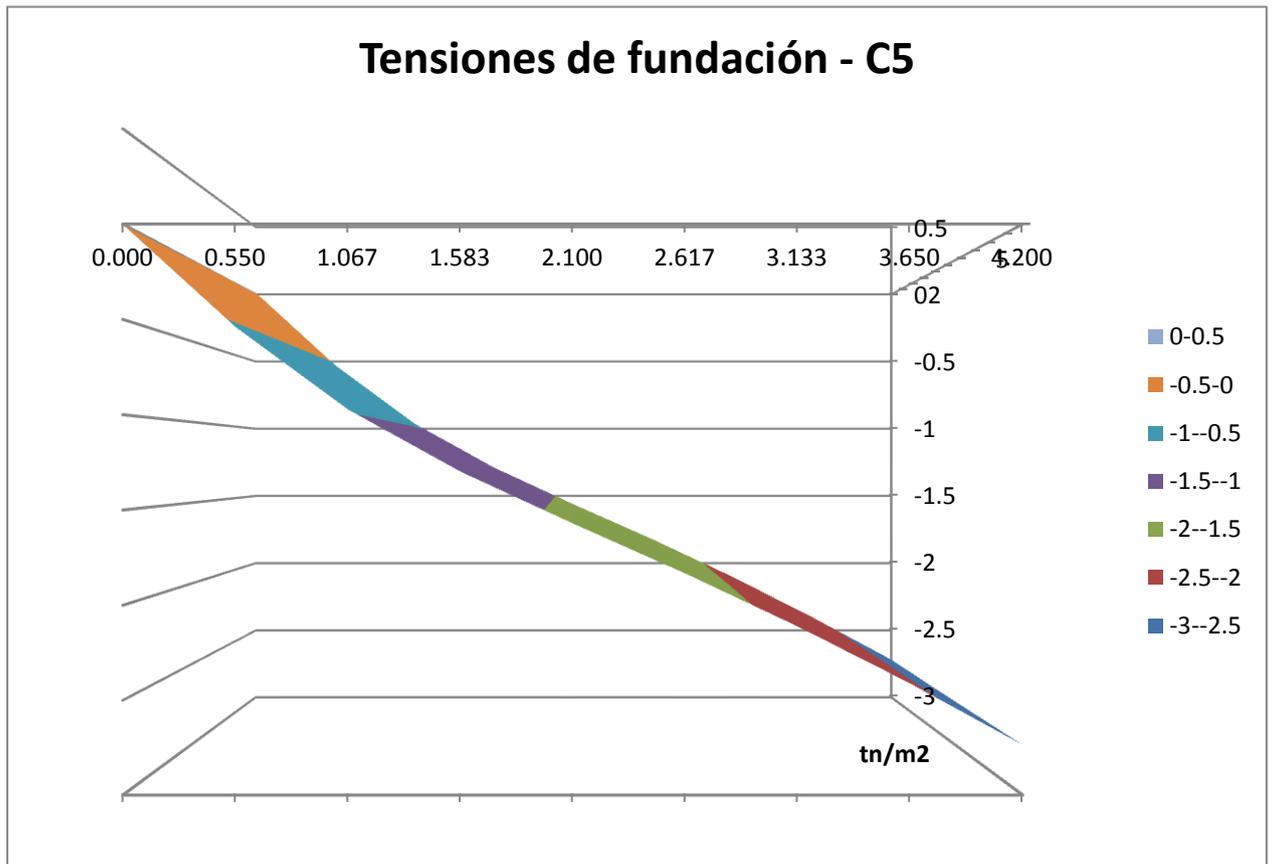


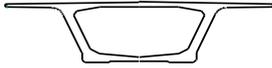


Tensiones de fundación - C4



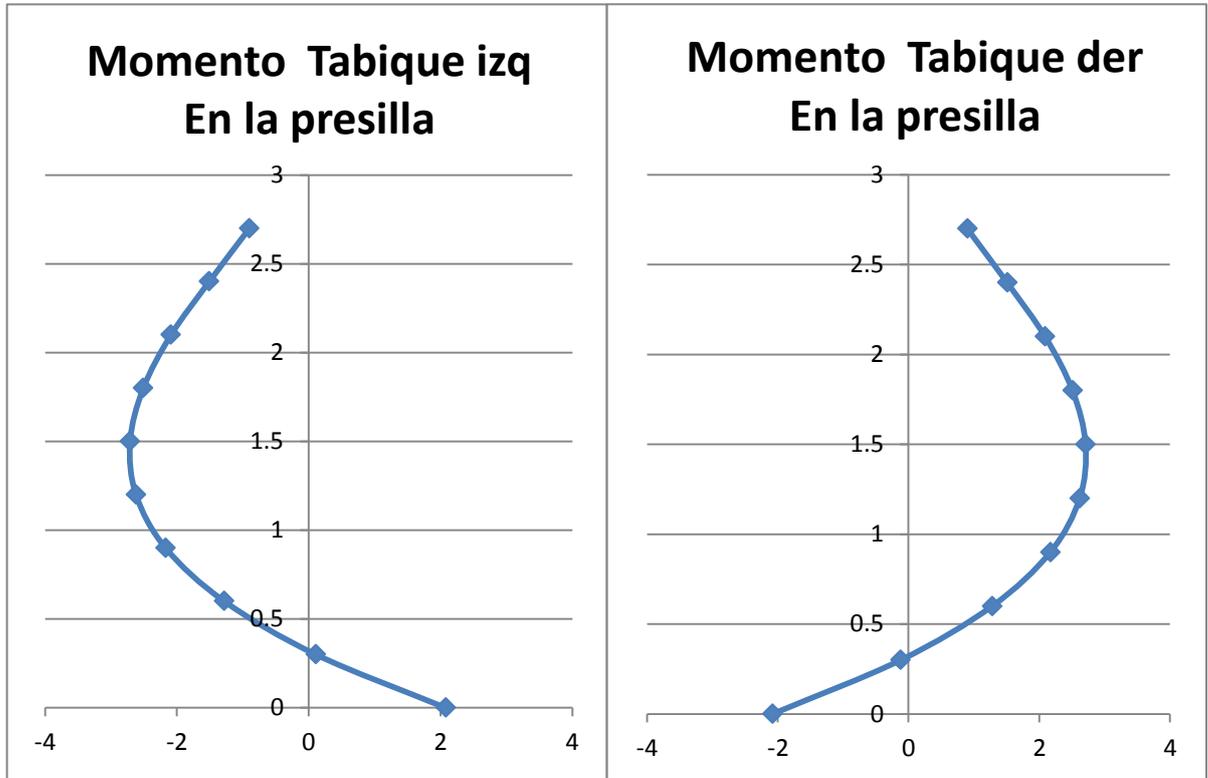
Tensiones de fundación - C5



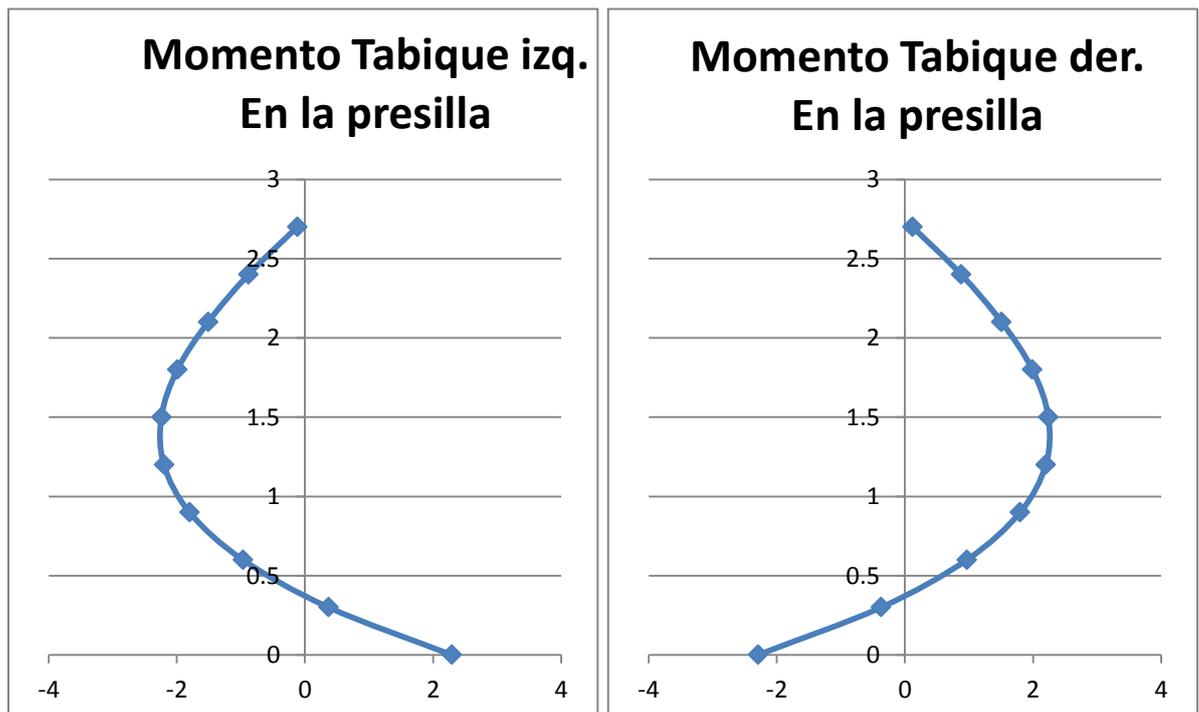


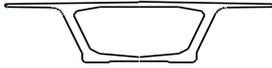
Diagramas de momentos flectores: tabiques en la presilla

C1

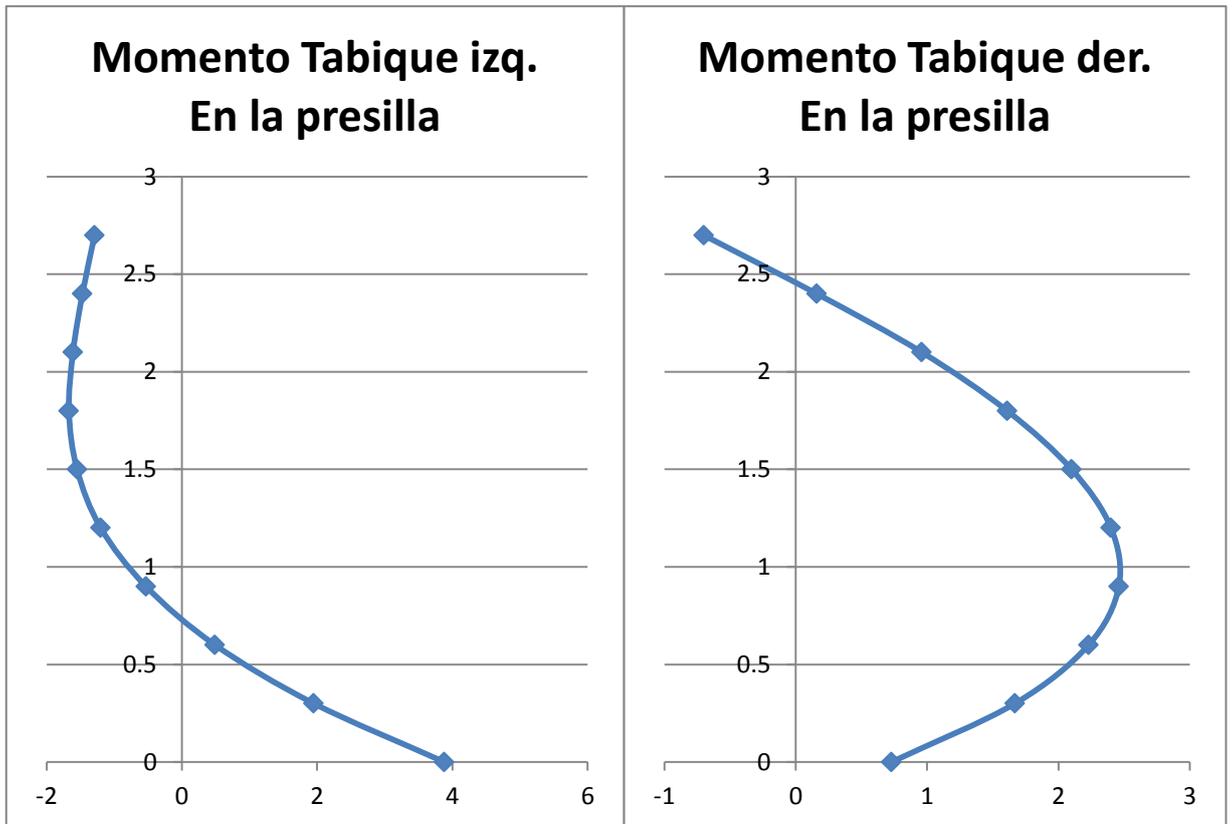


C2:

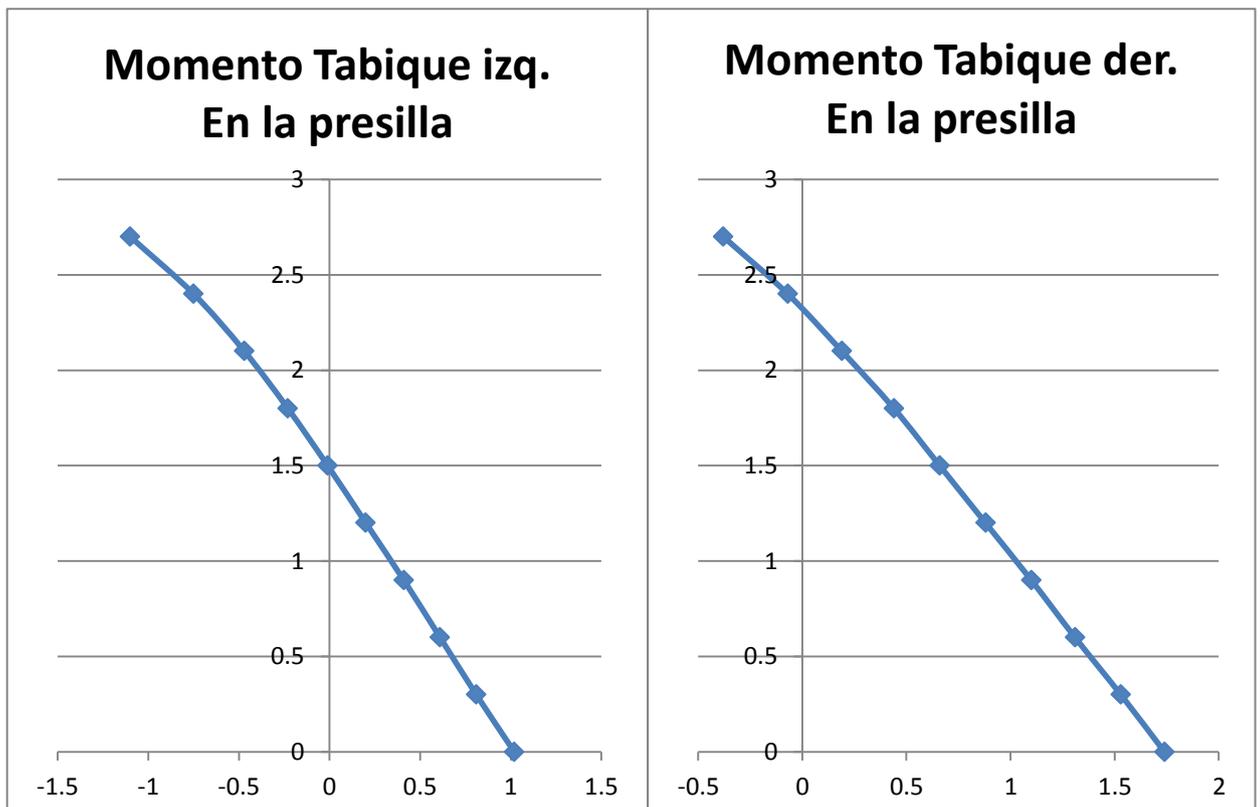


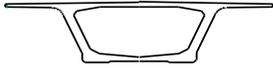


C3:



C4:





C5:

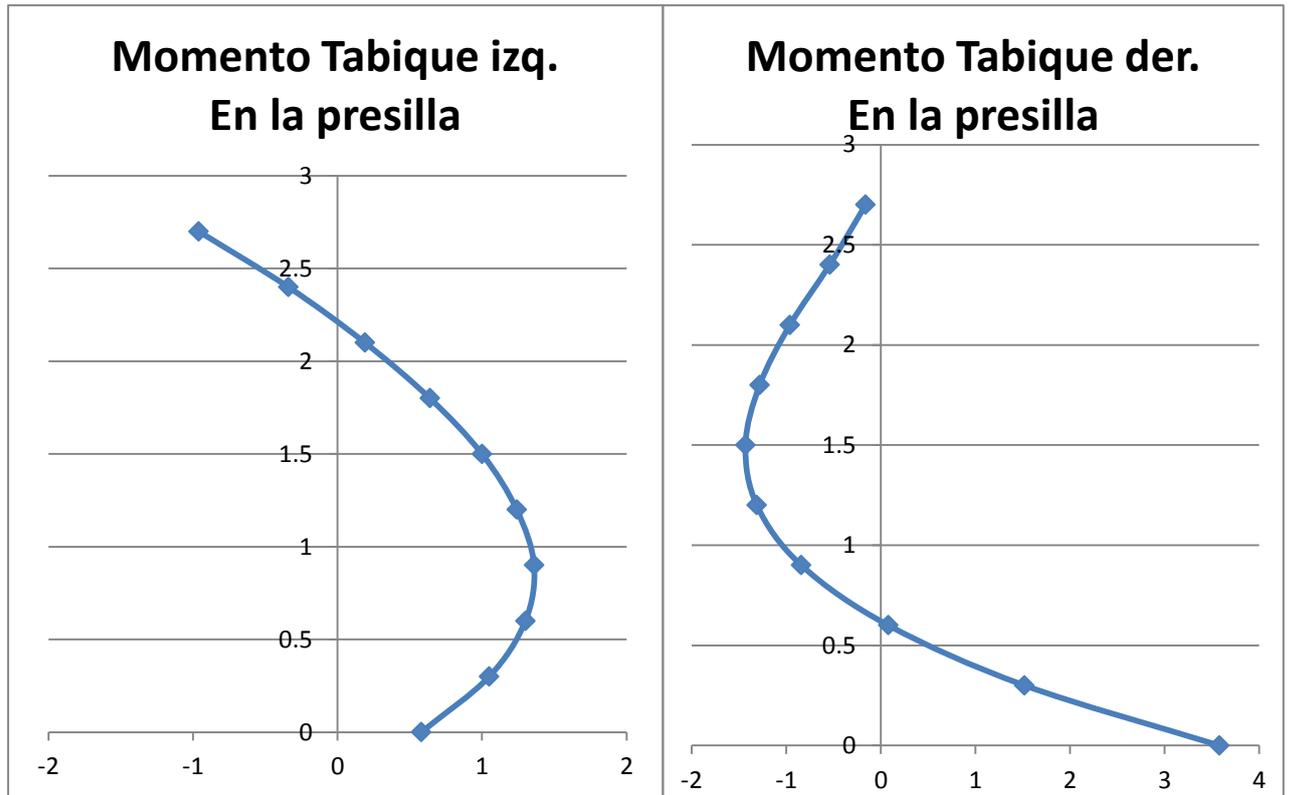
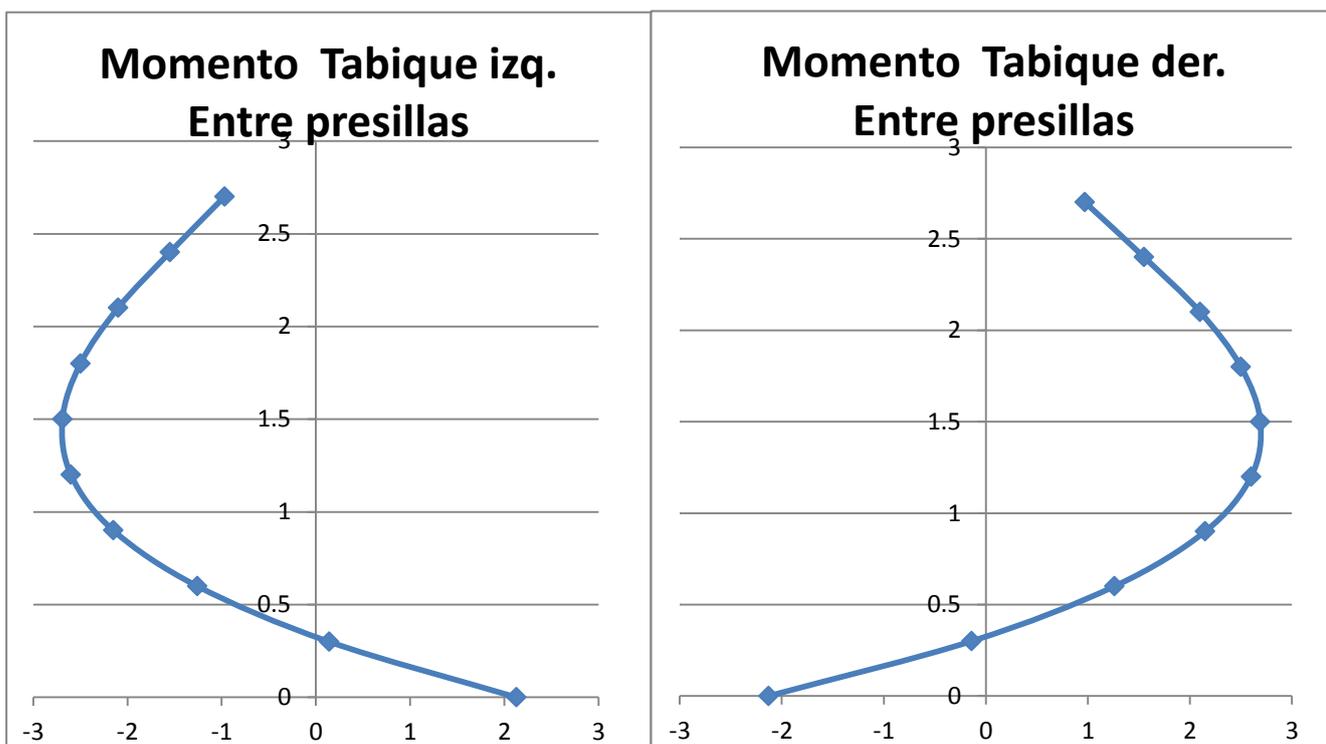
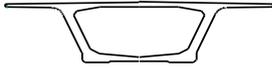


Diagrama de momentos flectores: tabiques entre medio de presillas

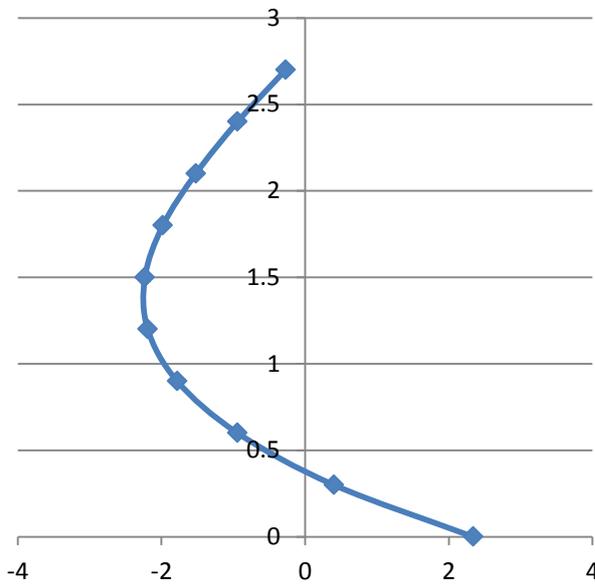
C1:



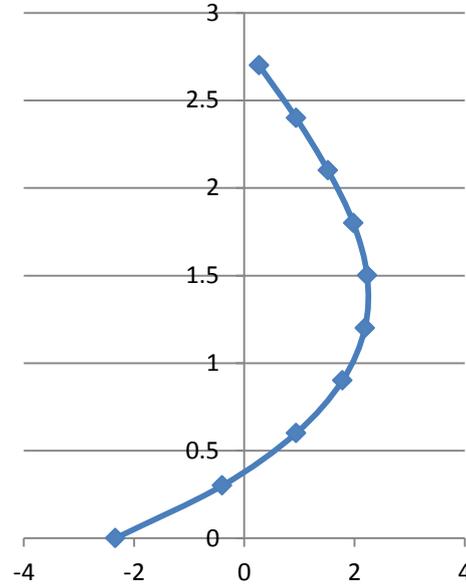


C2:

**Momento Tabique izq.
Entre presillas**

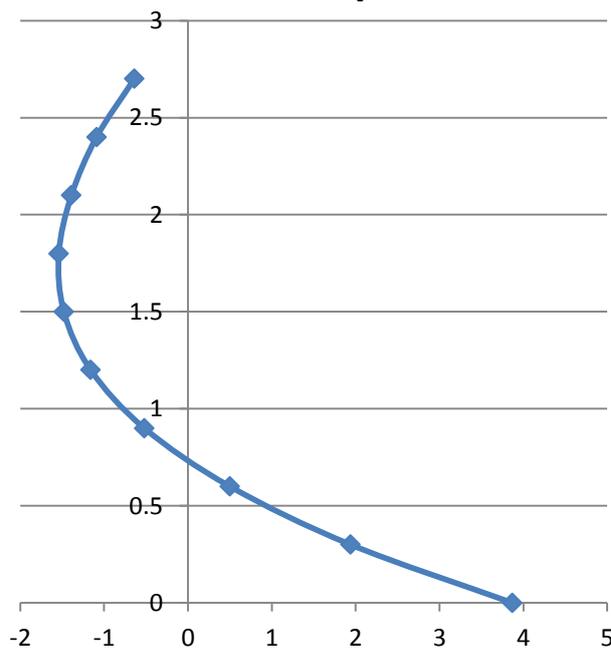


**Momento Tabique der.
Entre presillas**

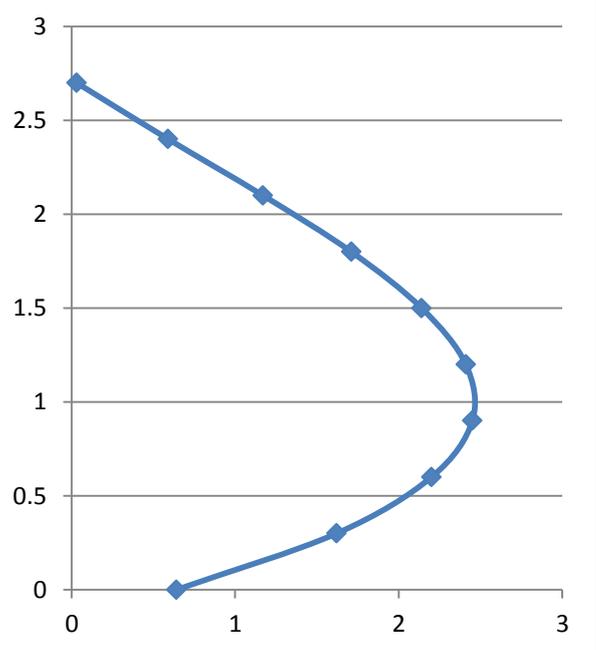


C3:

**Momento Tabique izq.
Entre presillas**

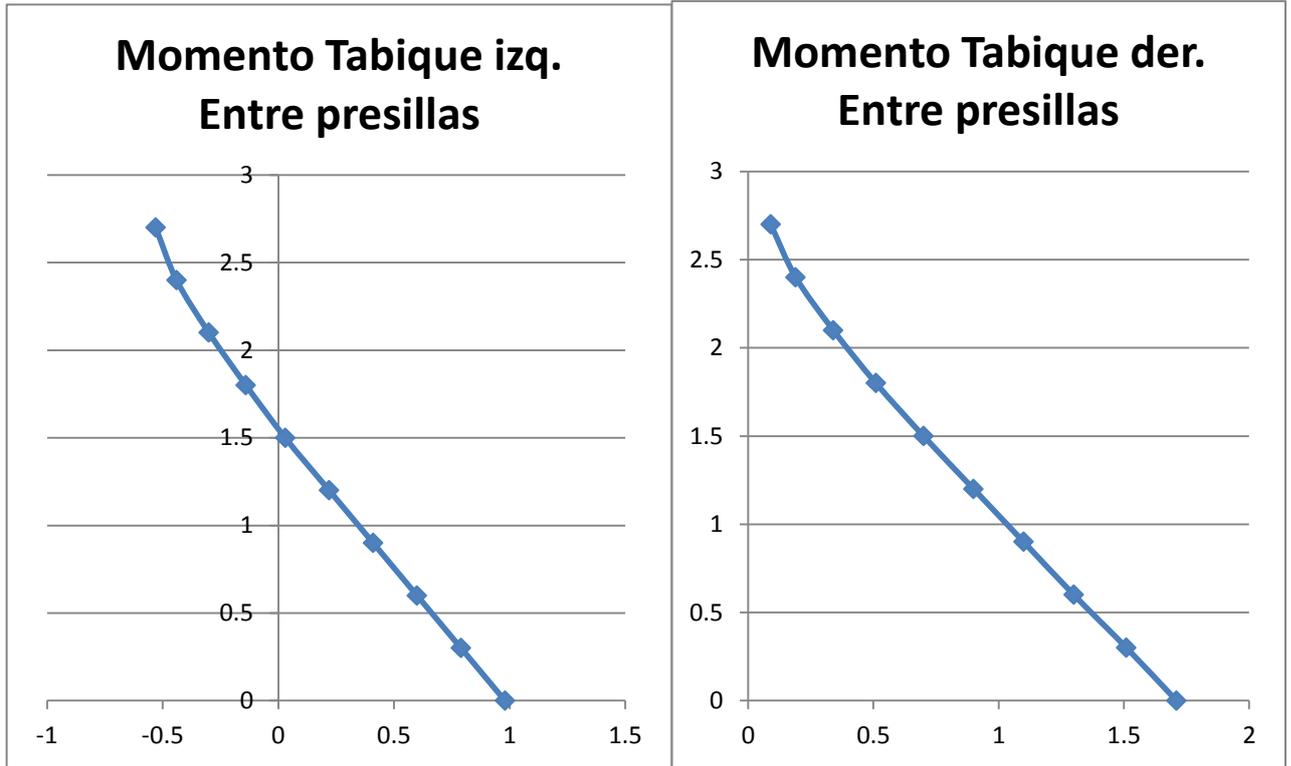


**Momento Tabique der.
Entre presillas**

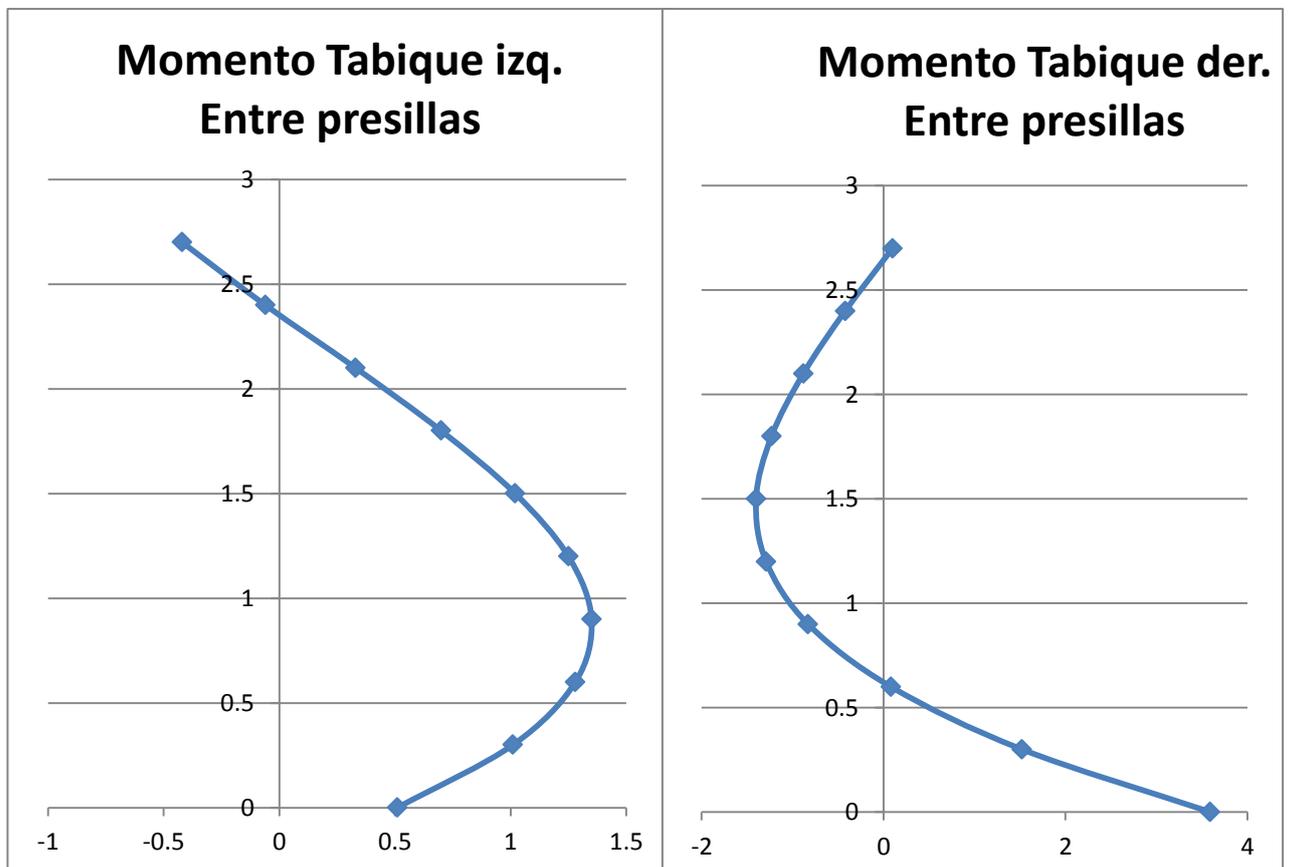


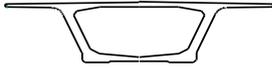


C4:

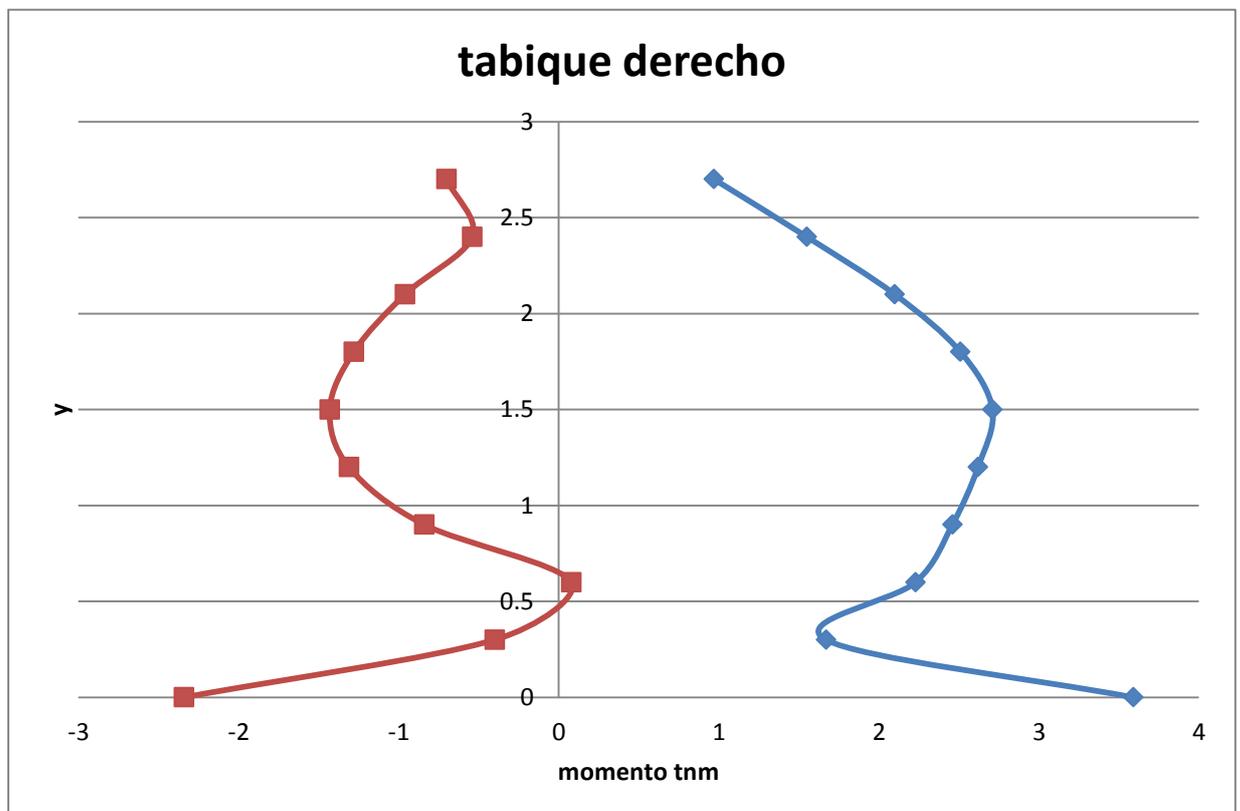
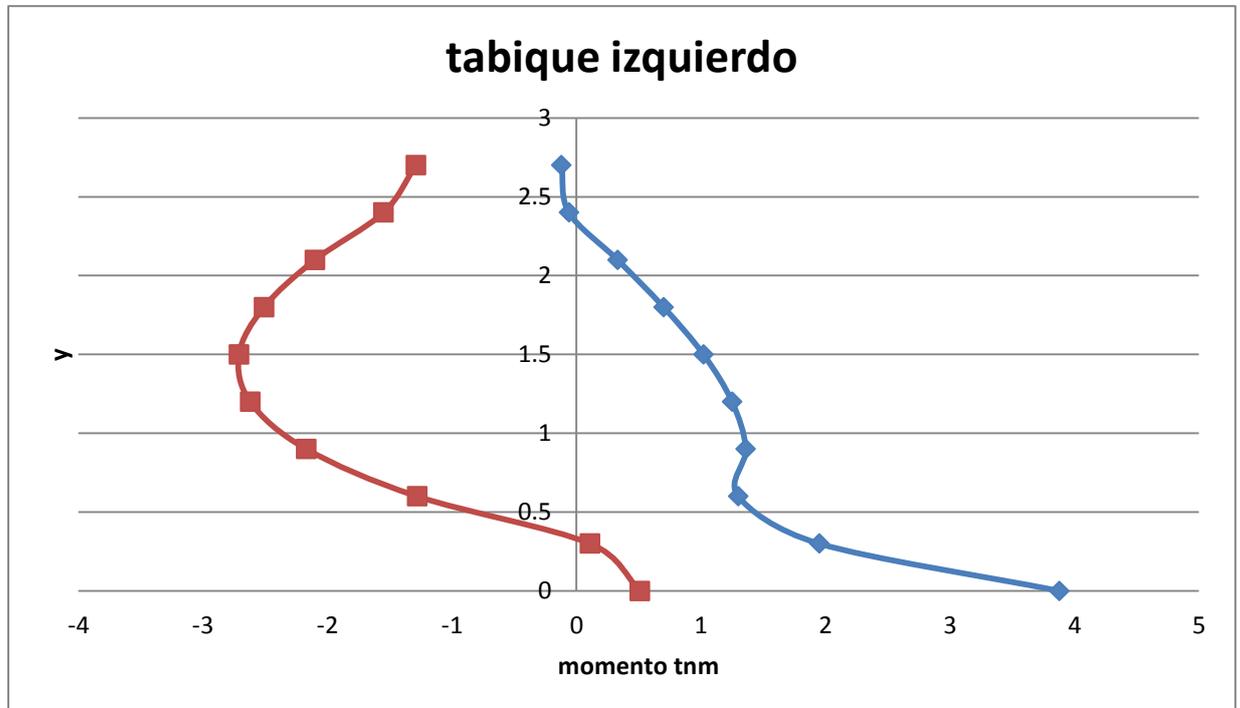


C5:





Envolvente de momentos flectores en los tabiques:



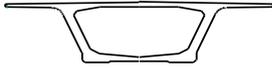
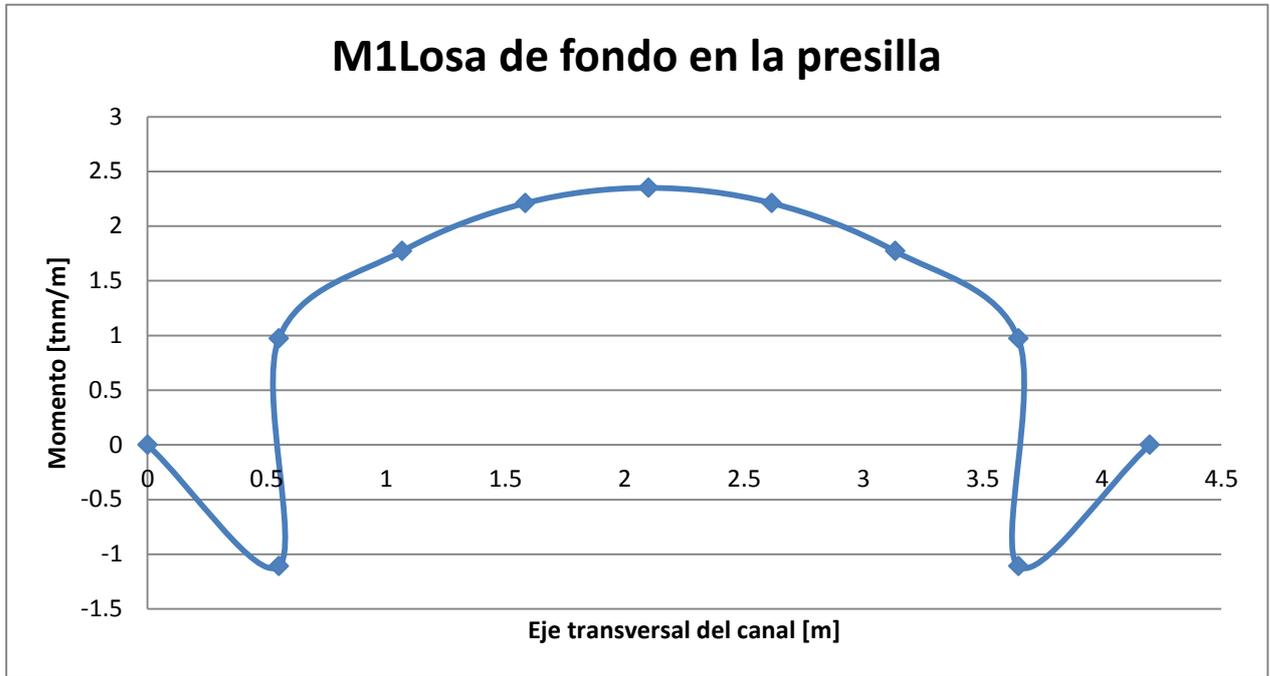
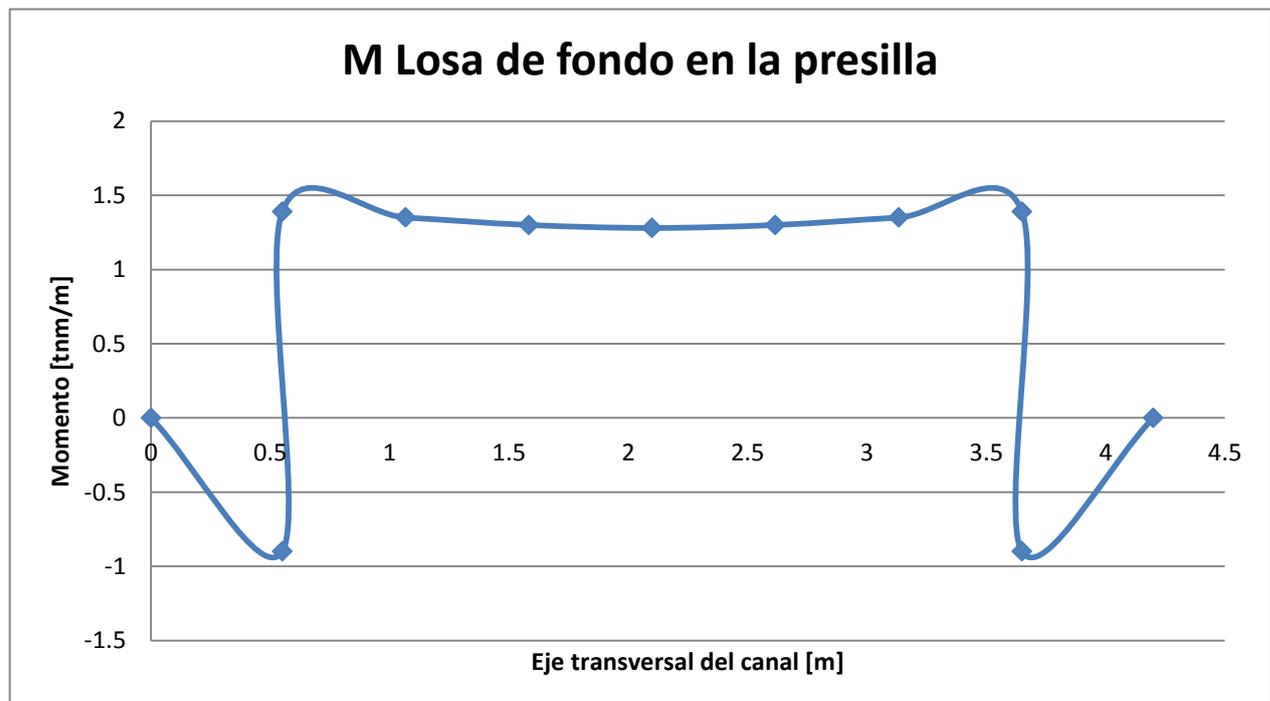


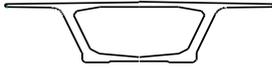
Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo

C1:

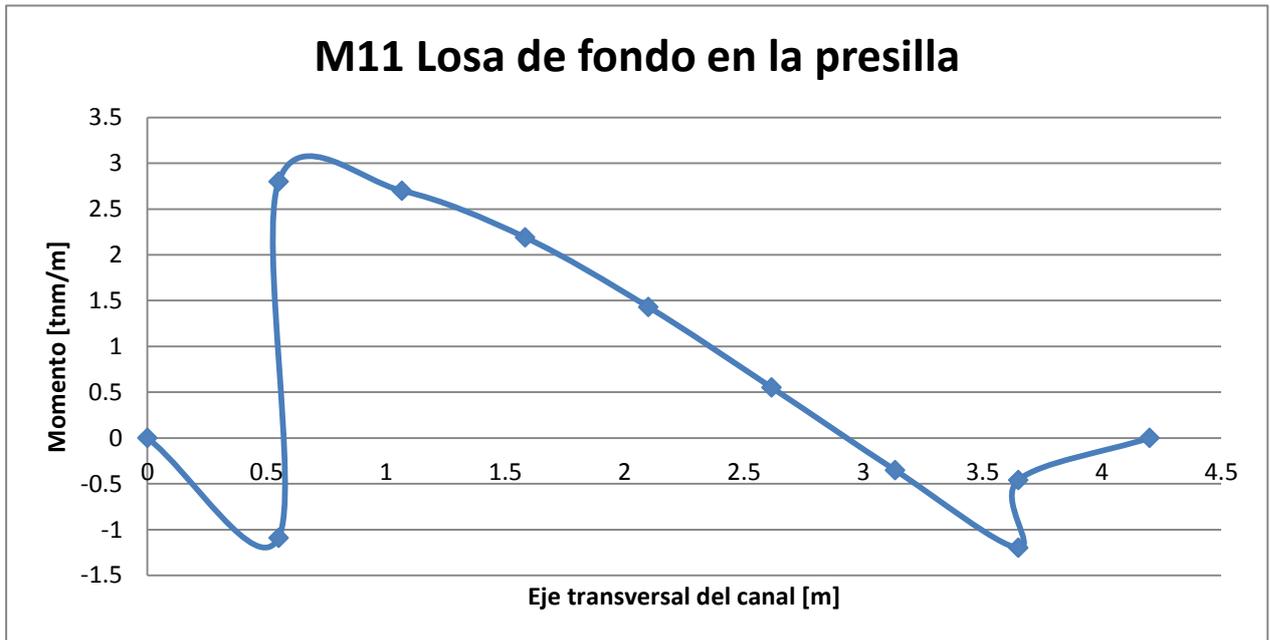


C2:

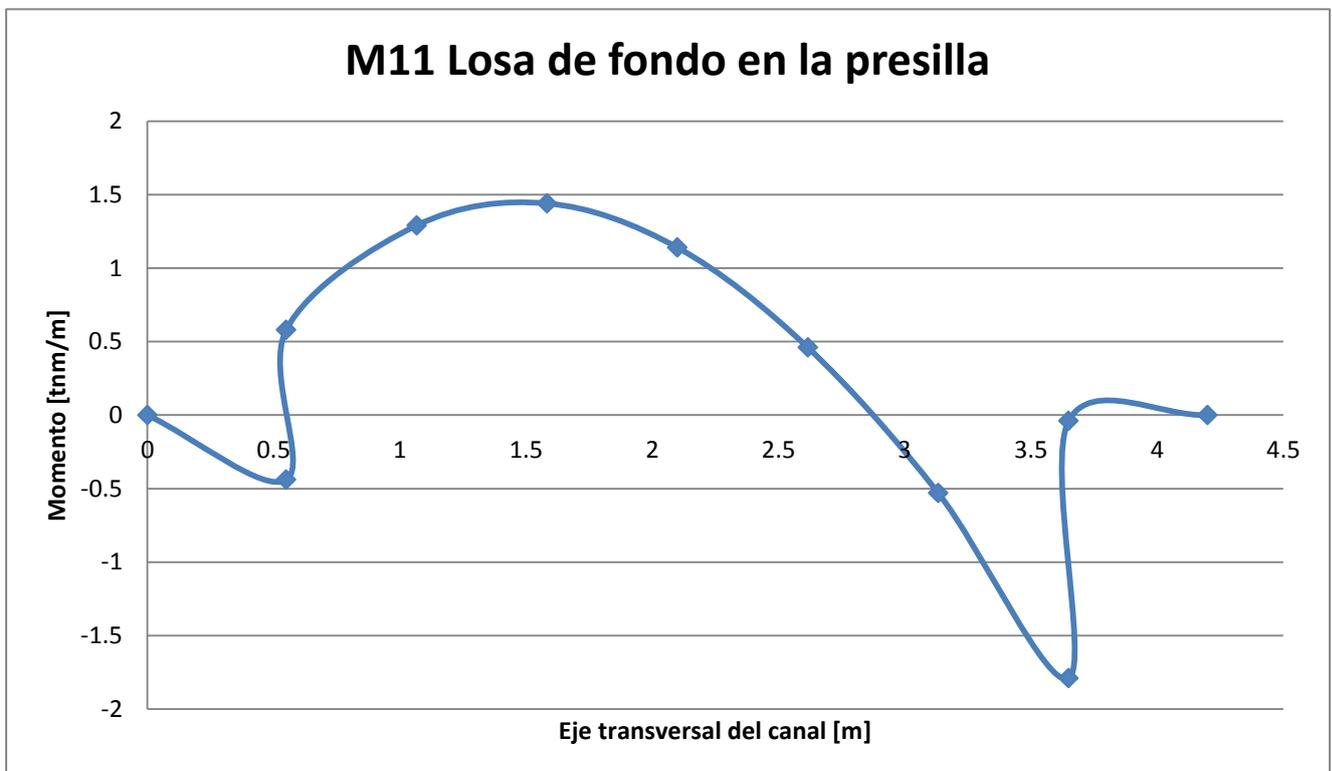




C3:

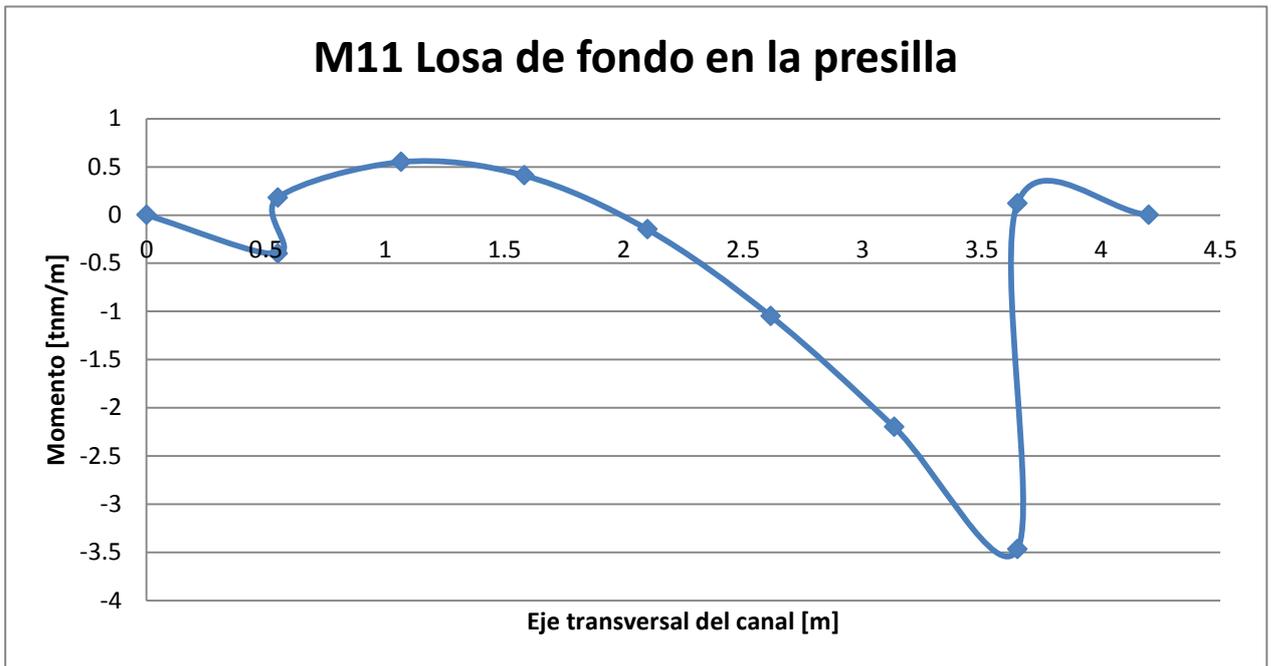


C4:

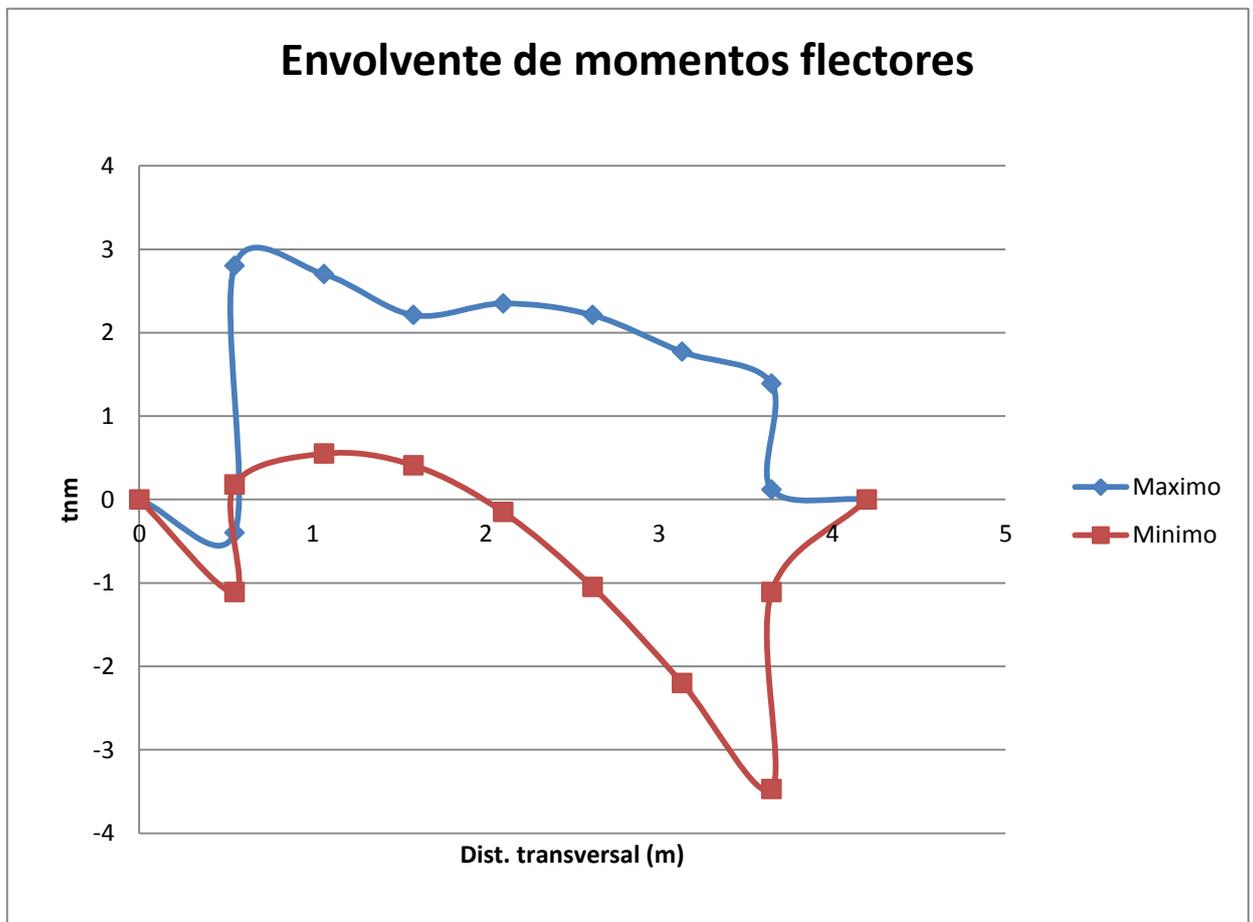


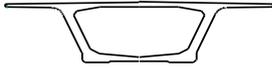


C5:



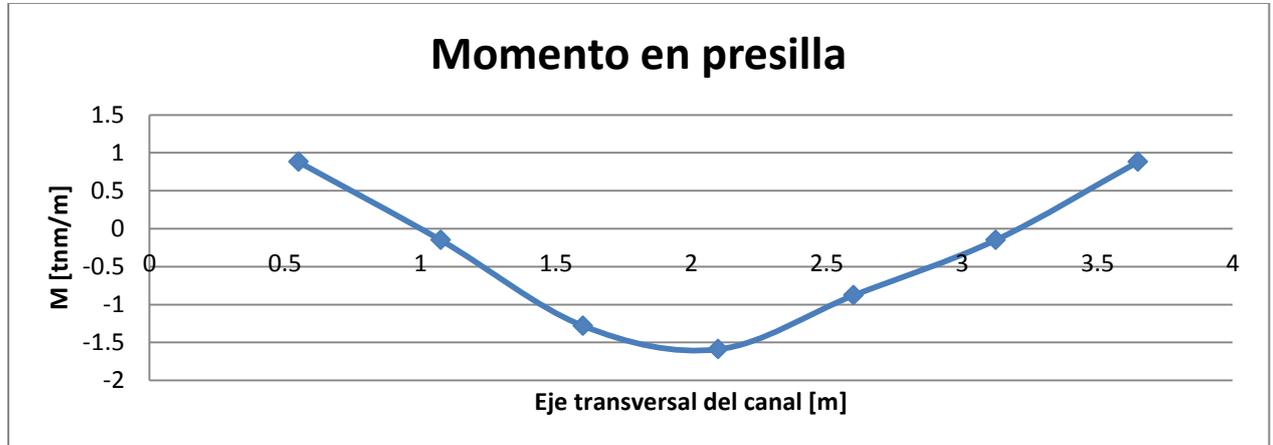
Envolvente de momentos flectores en la losa de fondo:



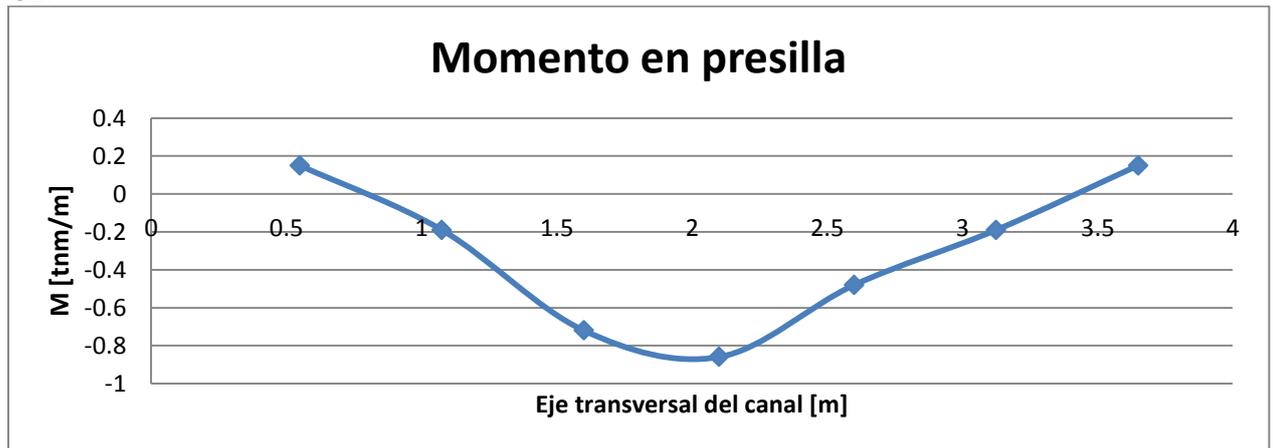


Momento flector en la presilla:

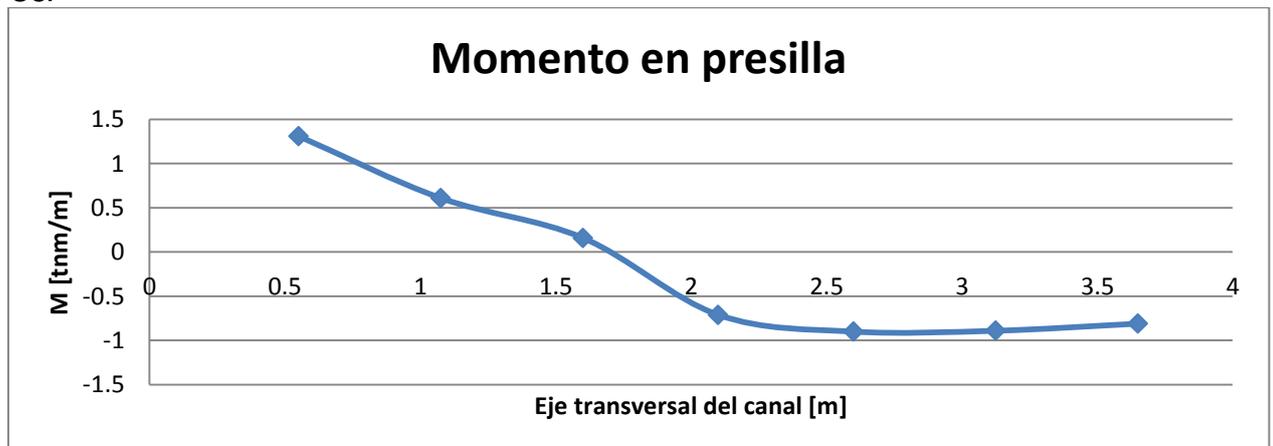
C1:

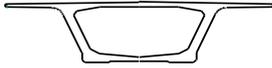


C2:

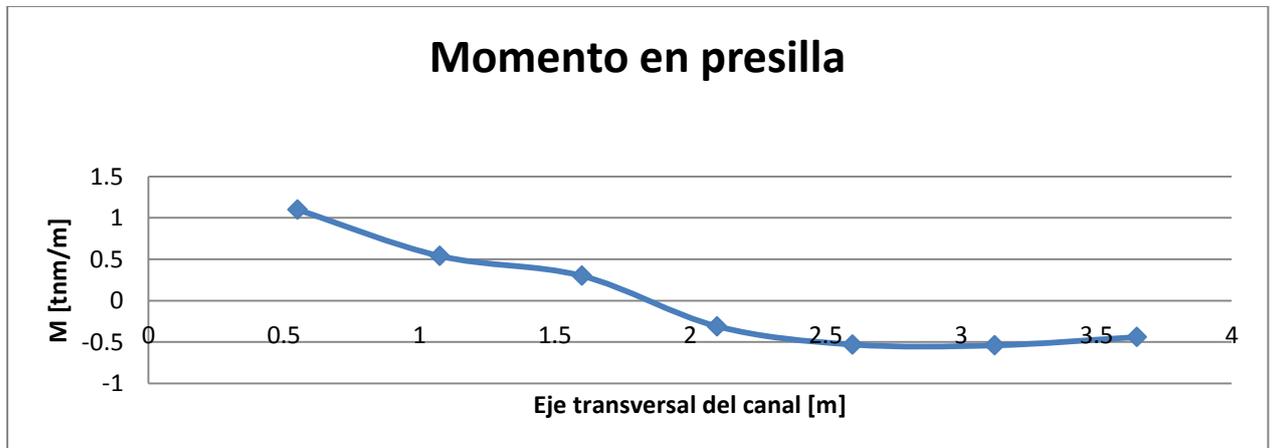


C3:

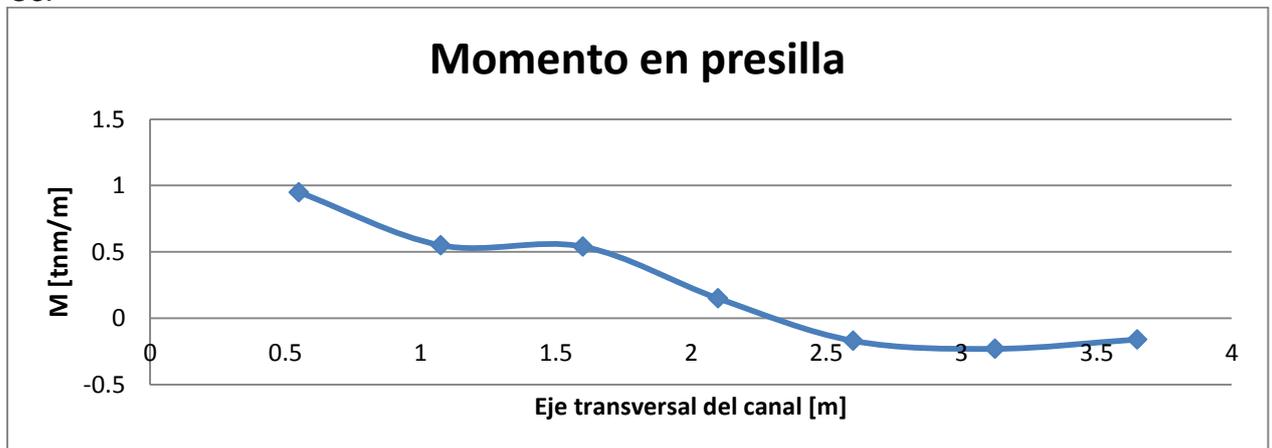




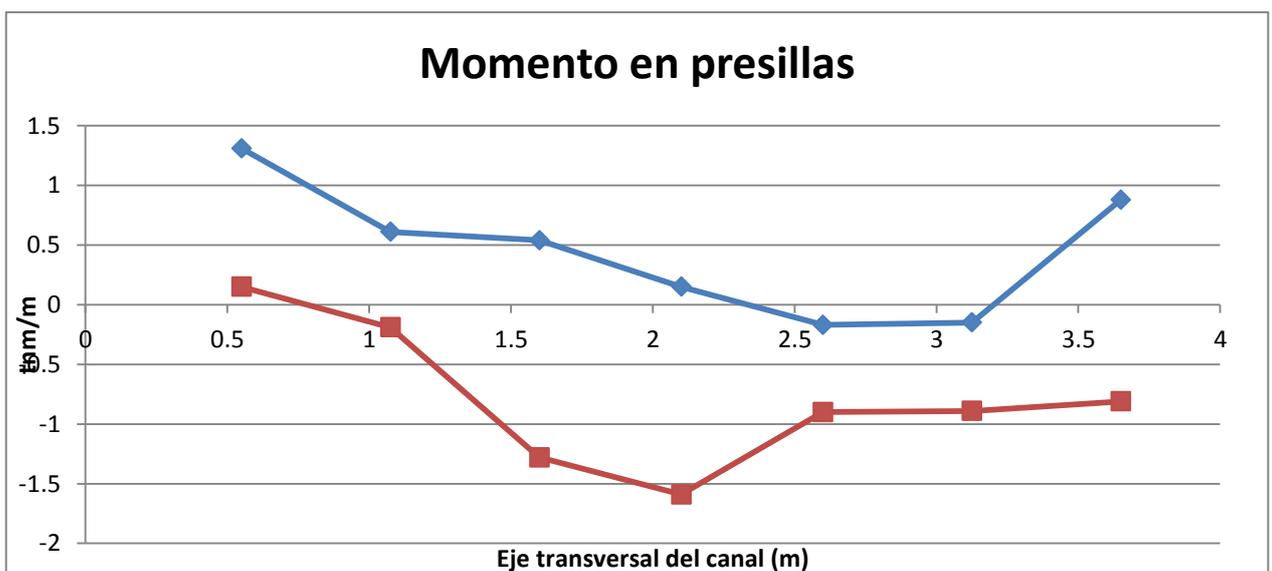
C4:



C5:



Envolvente de momentos flectores en la presilla:



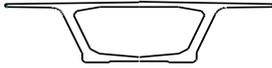
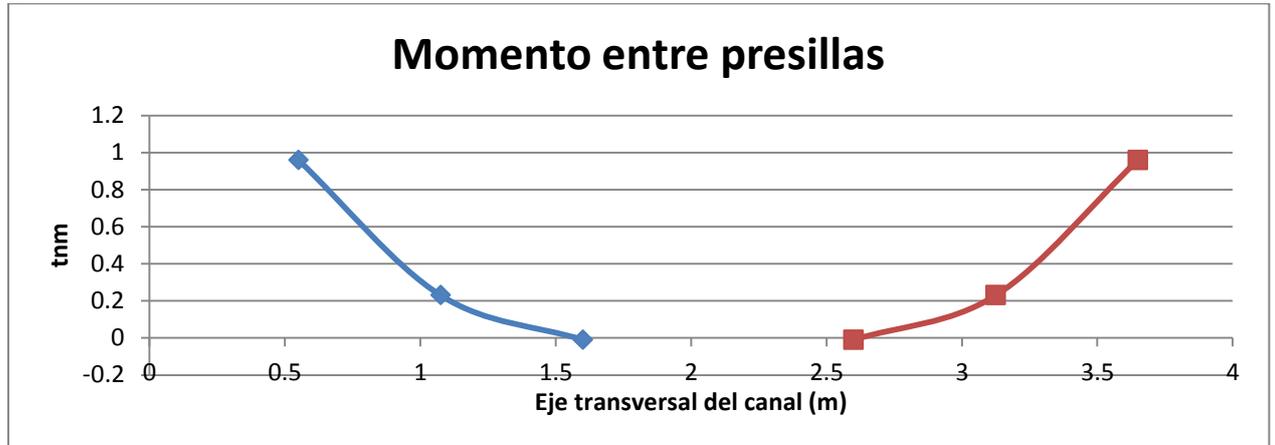
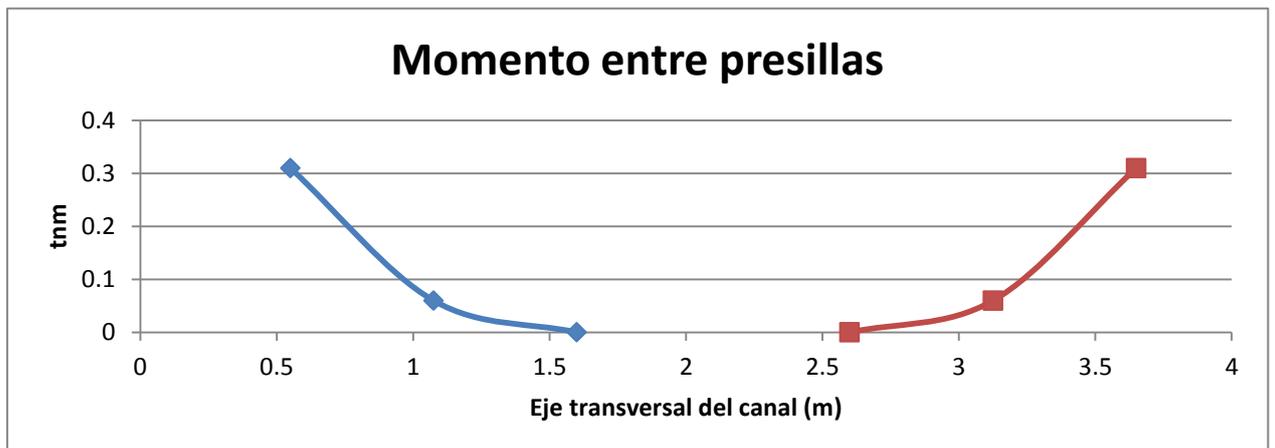


Diagrama de momentos flectores entre presillas:

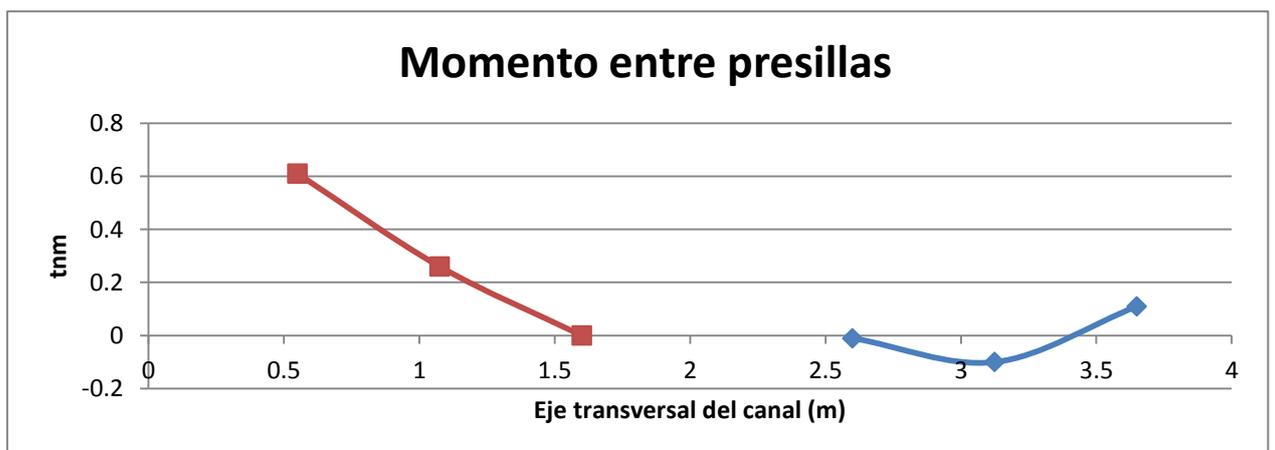
C1:

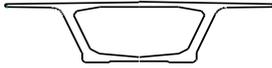


C2:

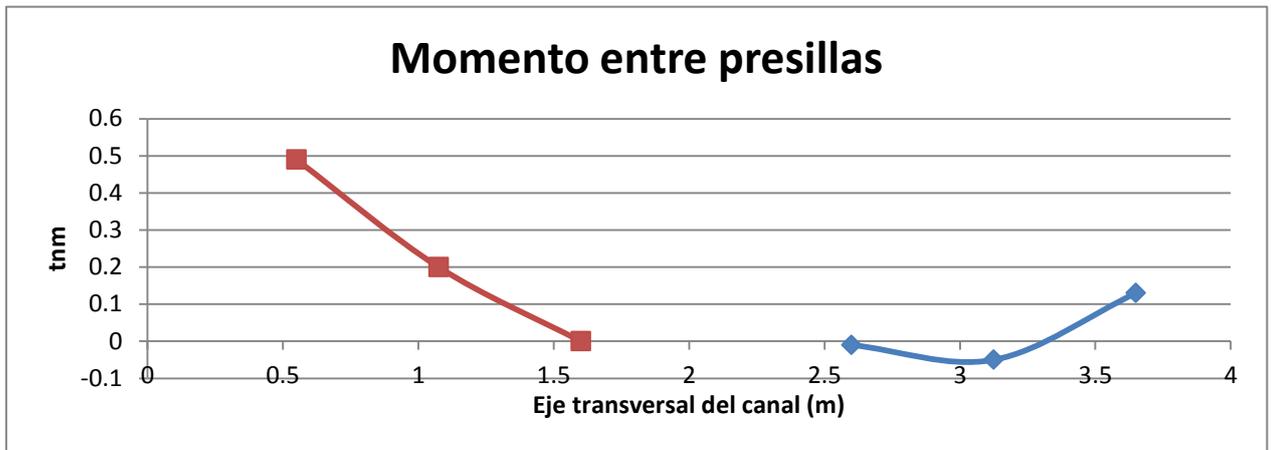


C3:

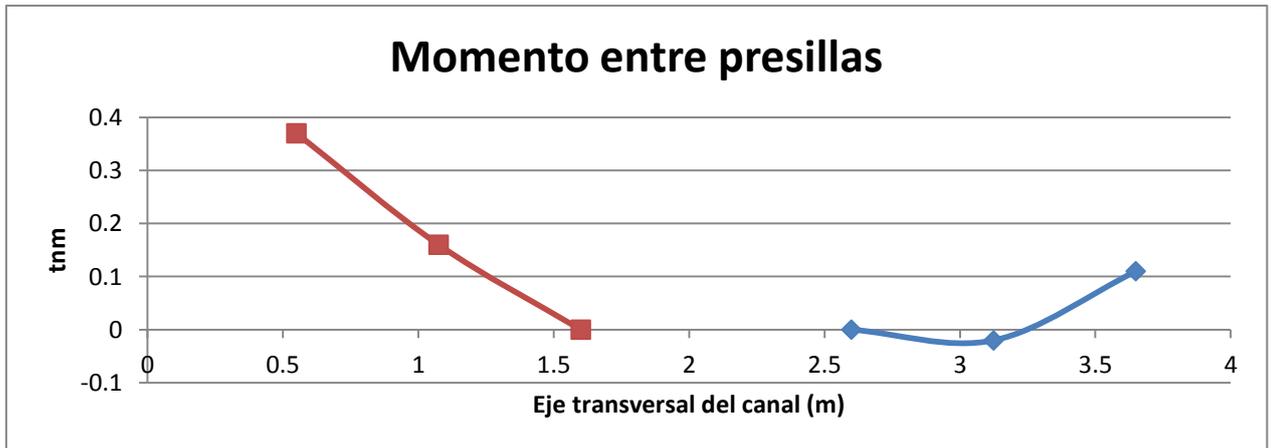




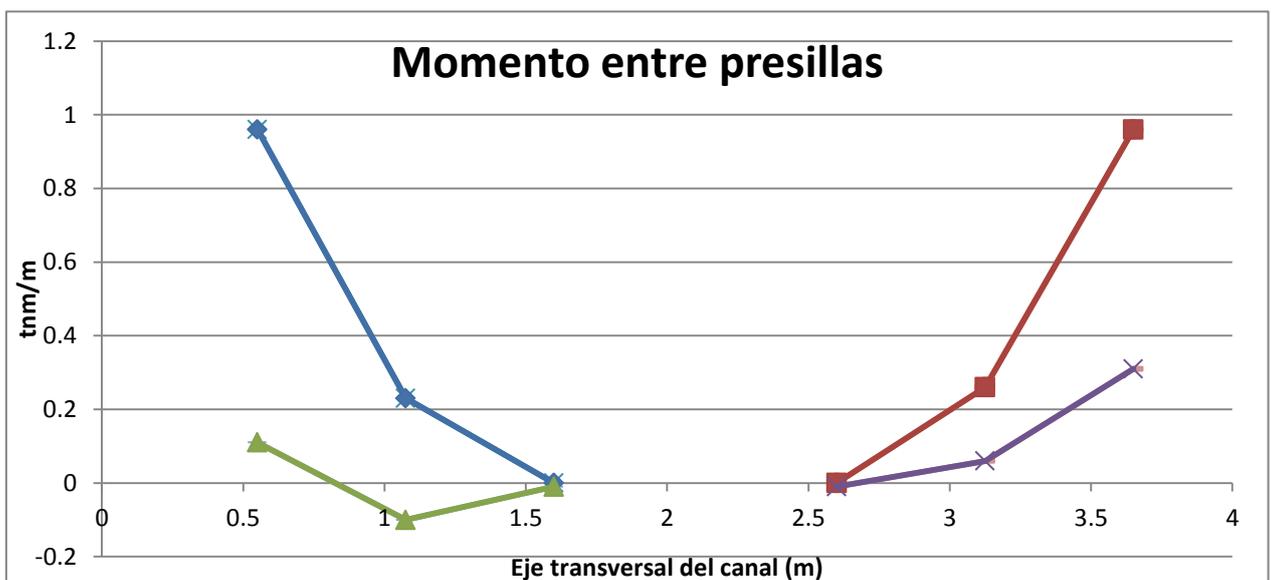
C4:



C5:



Envolvente de diagrama de momentos flectores entre presillas:





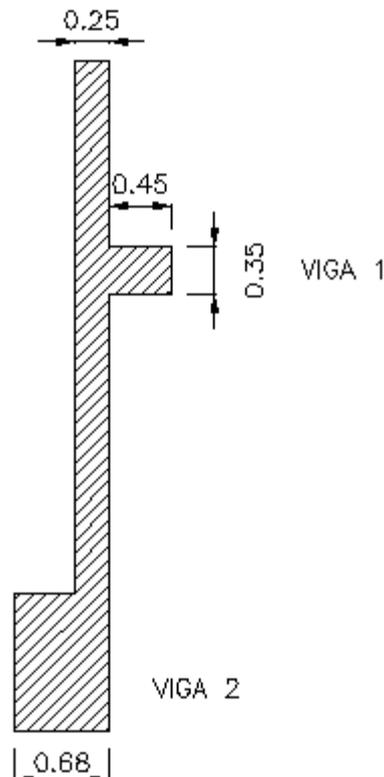
Determinación de los esfuerzos sobre el muro de contención

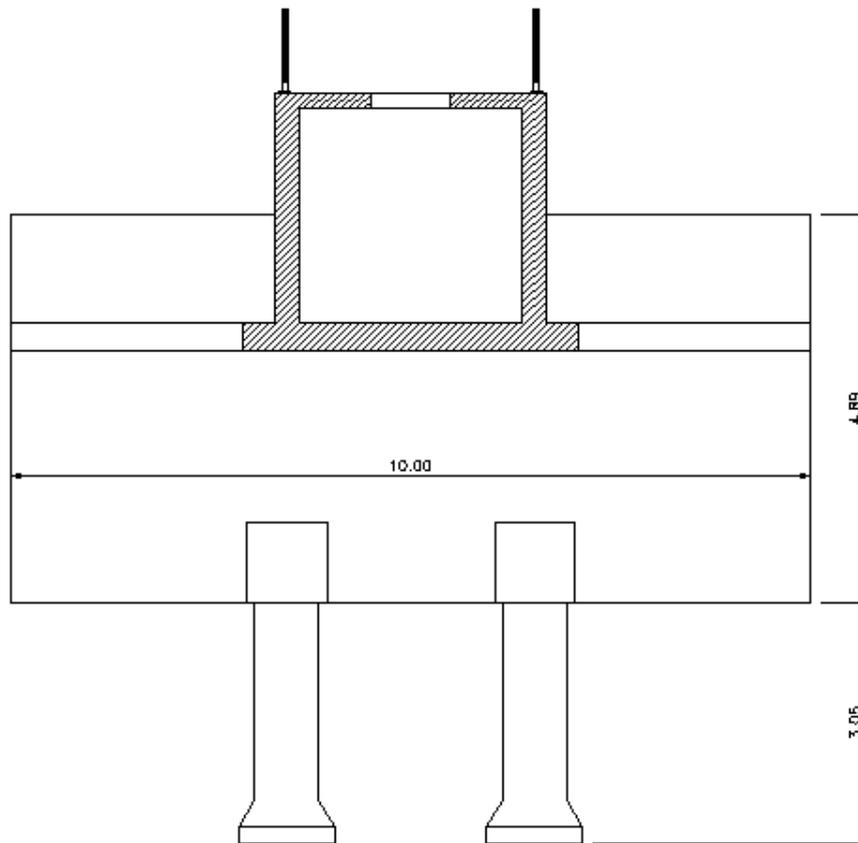
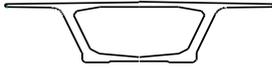
Para la determinación de los esfuerzos en el muro de contención se utilizaron las combinaciones de carga propuestas por el CIRSOC 201, únicamente las que se consideraron lógicas para el caso de estudio. También se propuso una combinación que incluye el empuje sísmico del suelo puesto que las combinaciones propuestas por el INPRES CIRSOC no contemplan dicha sollicitación. Estas son:

1. $C1=1,4D+1,4F+1ES$
2. $C2=1,2D+1,4F+1,6L+1,6ES$
3. $C3=1,2D+1,2F+1,2L+1ES+1ESS$ (Combinación propuesta)

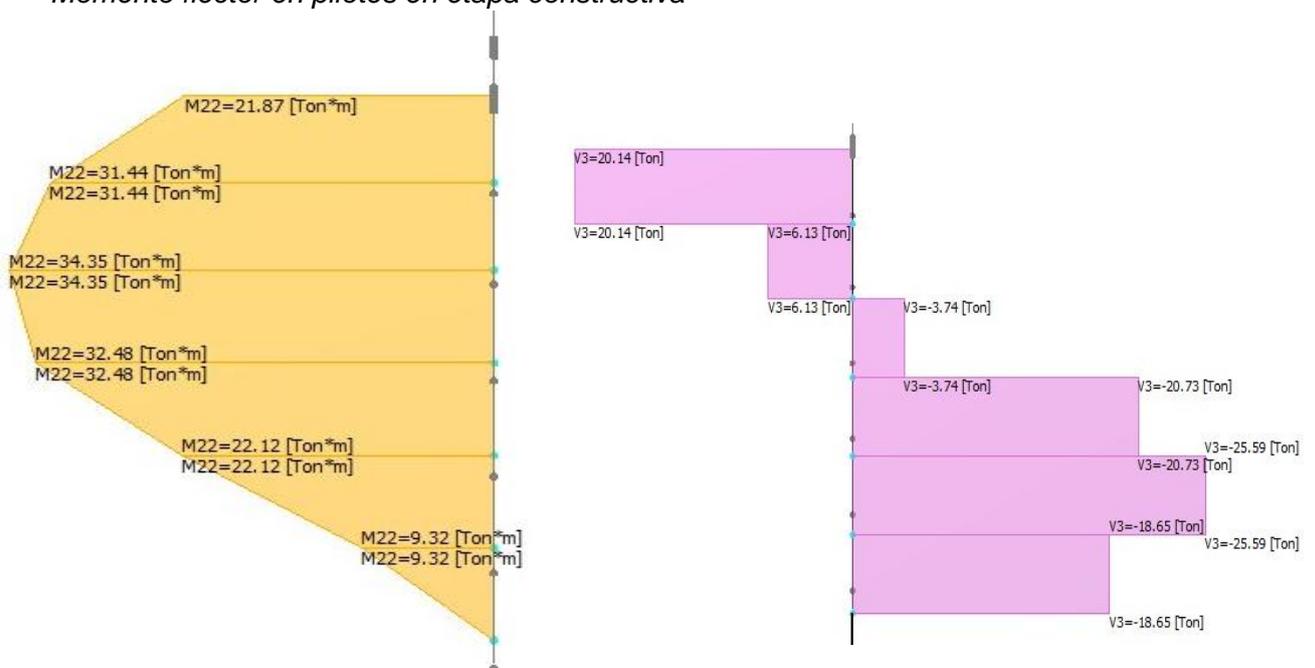
En esta etapa cabe aclarar que se consideraron dos casos: una etapa constructiva en la cual el nivel del suelo no puede superar el nivel del fondo del canal para evitar una flexión excesiva en los pilotes, y una segunda etapa en la cual el canal está construido y sirve como apoyo al muro de contención y el terreno está en su nivel natural.

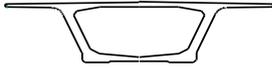
Geometría del muro





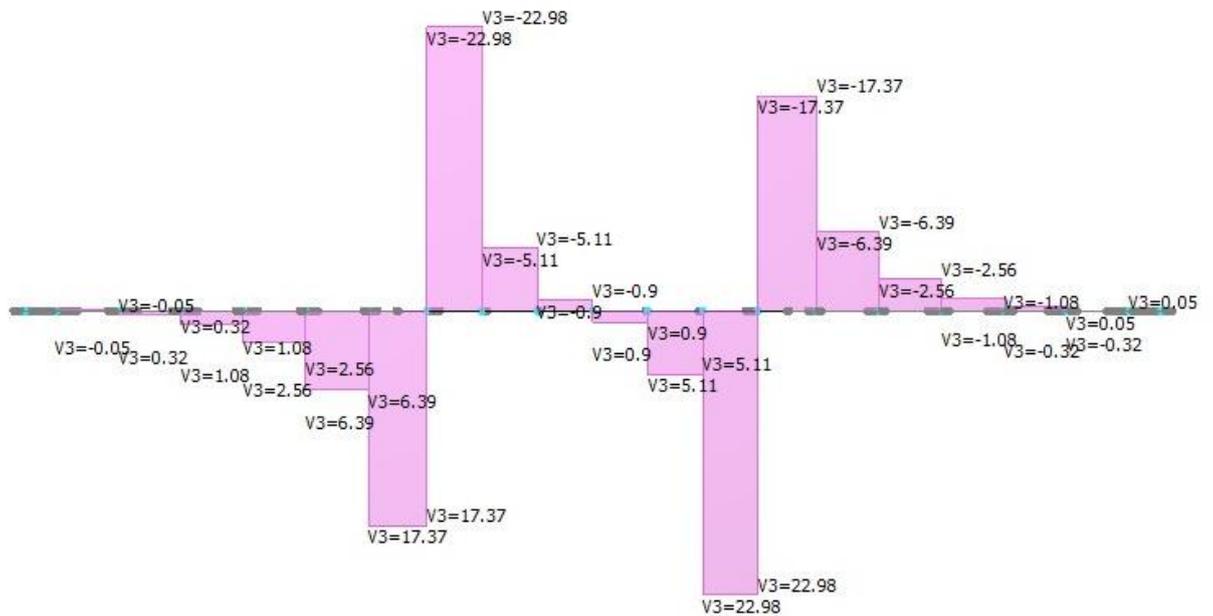
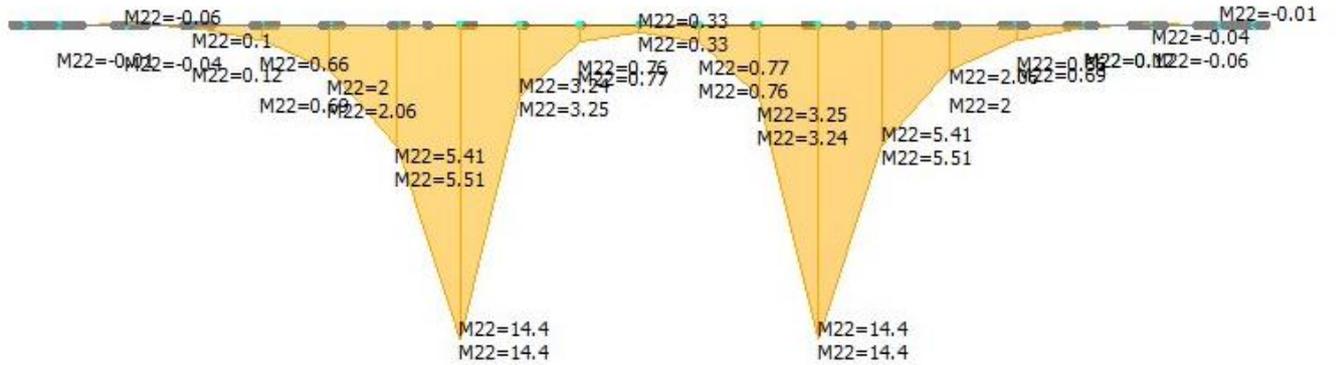
Momento flector en pilotes en etapa constructiva





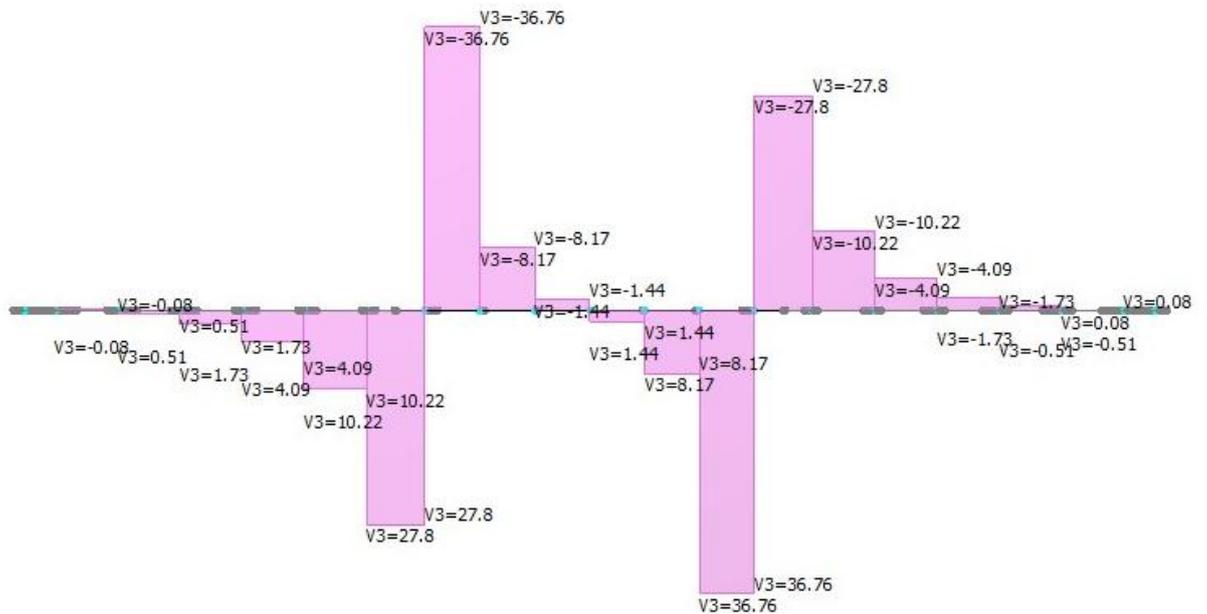
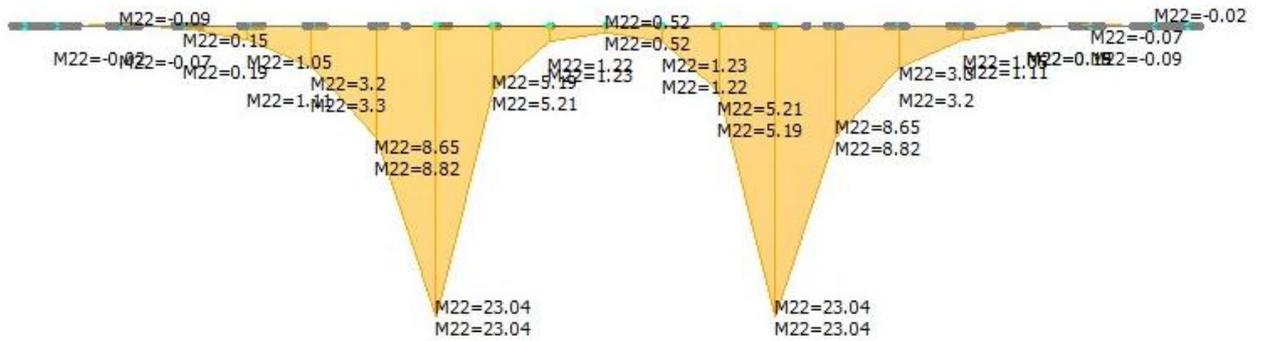
Momento y corte en viga 1 en disposición final:

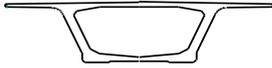
C1:



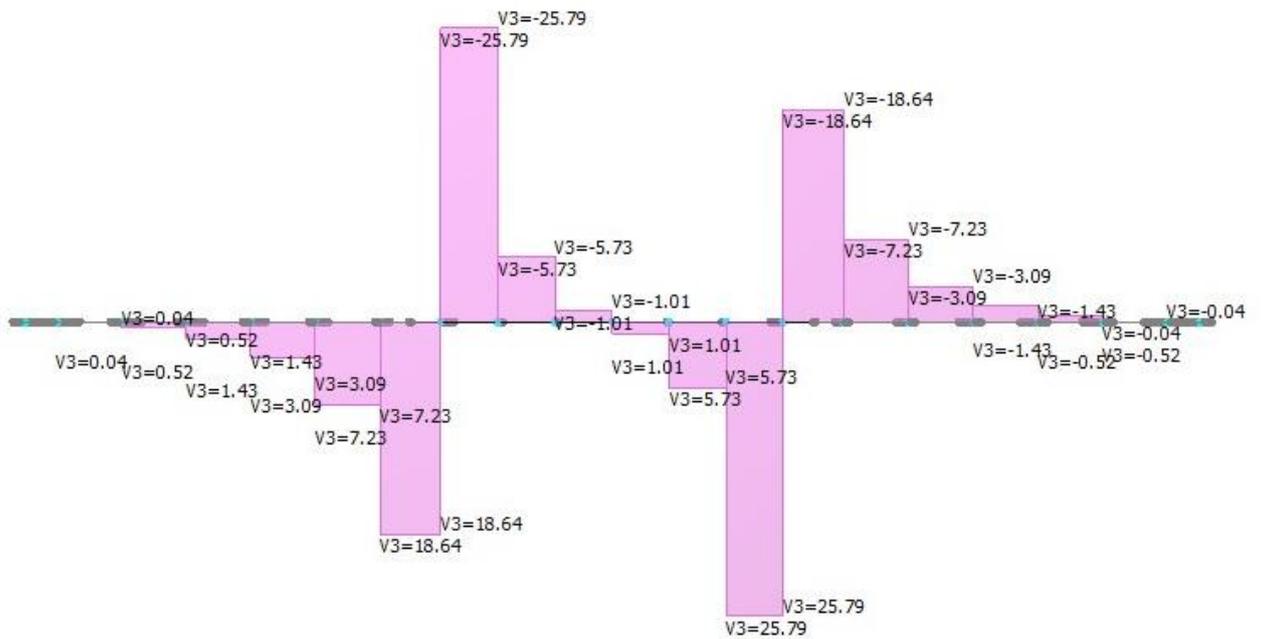
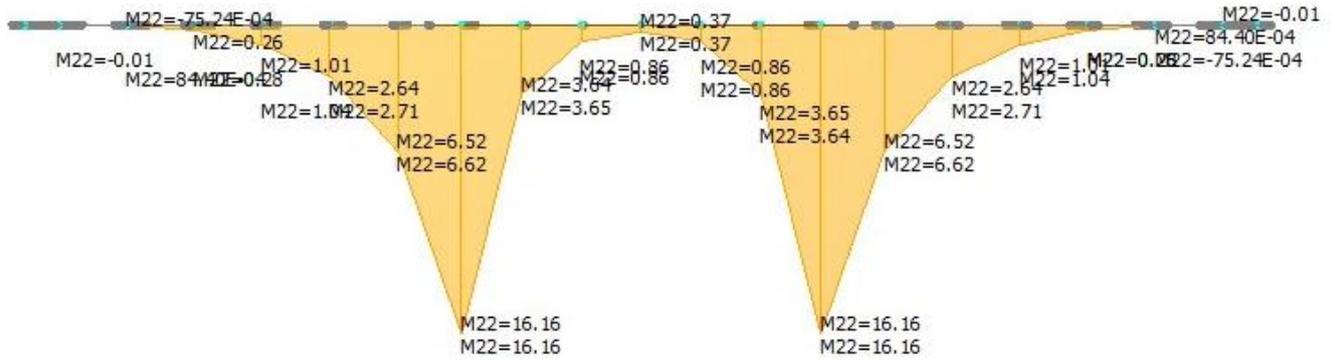


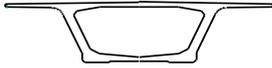
C2:





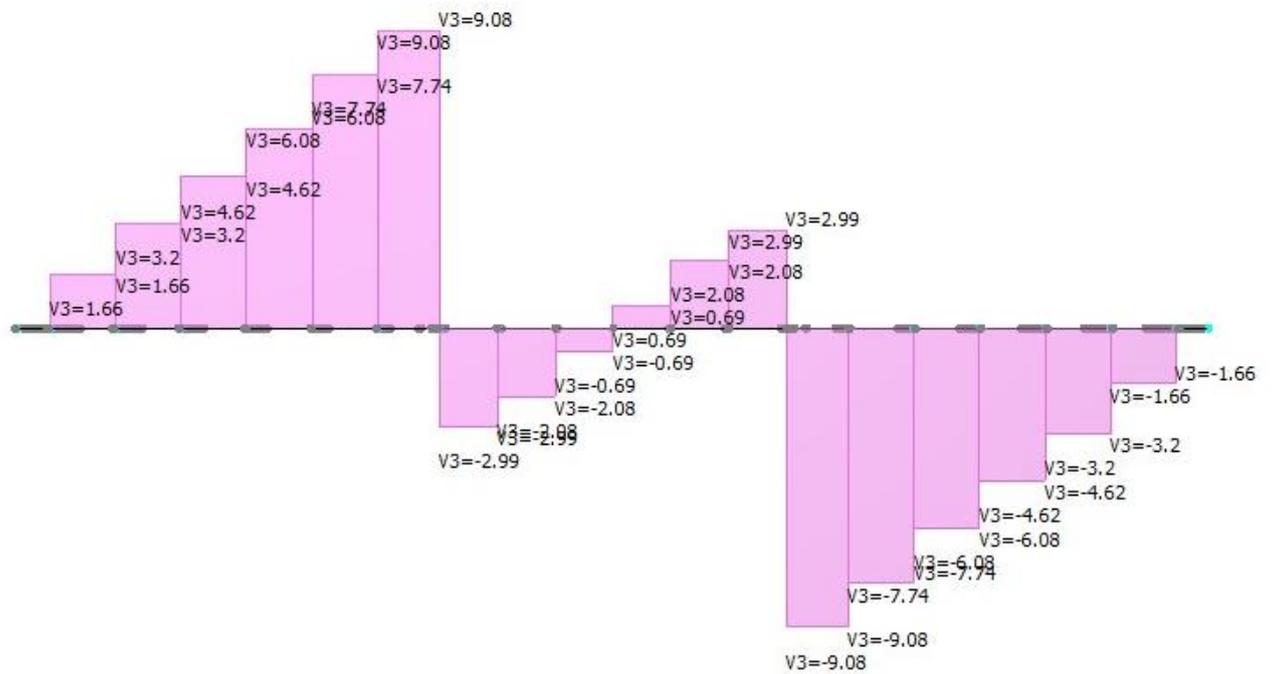
C3:

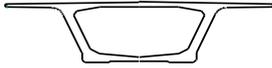




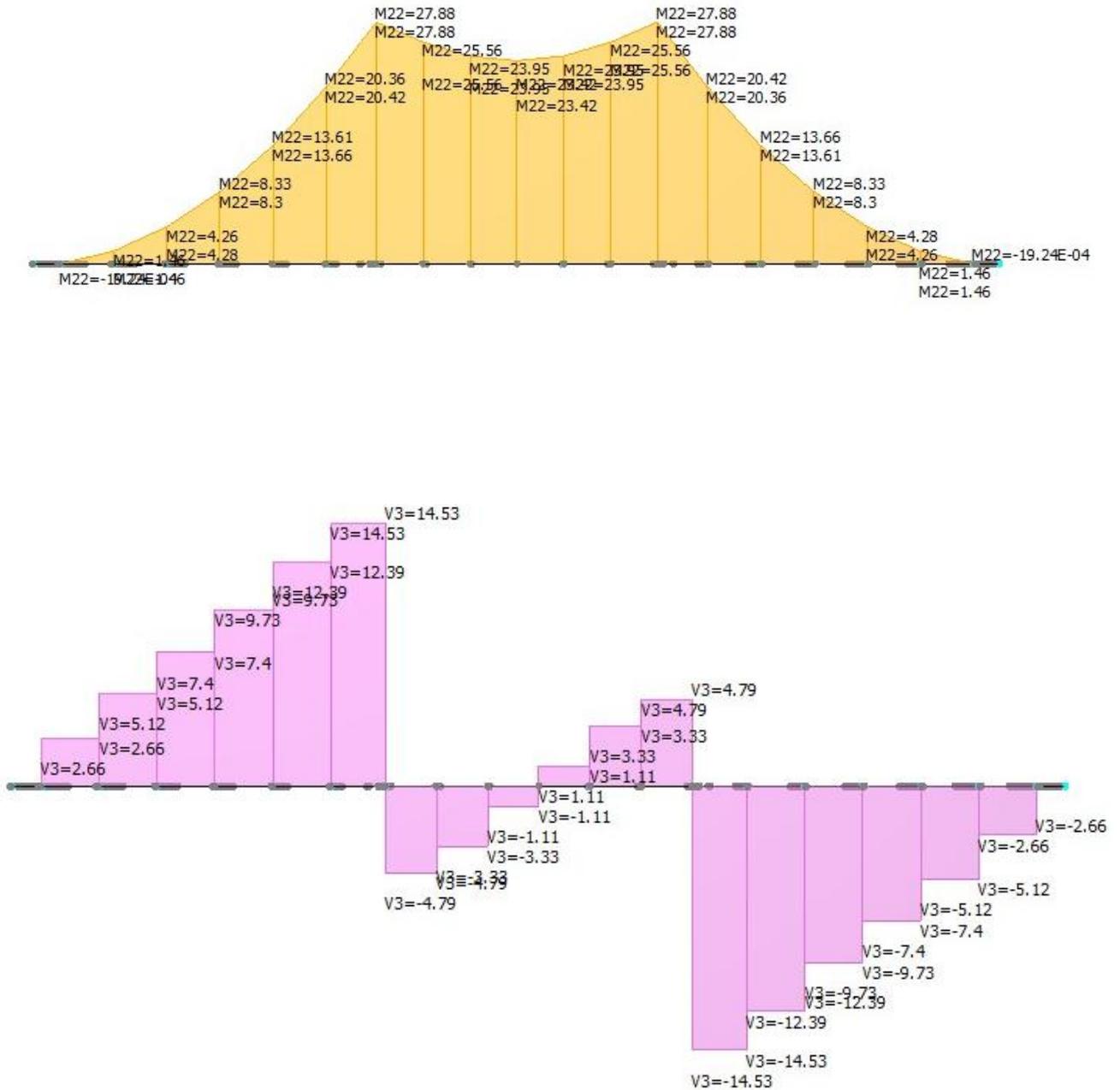
Momento y corte en viga 2 en disposición final:

C1:



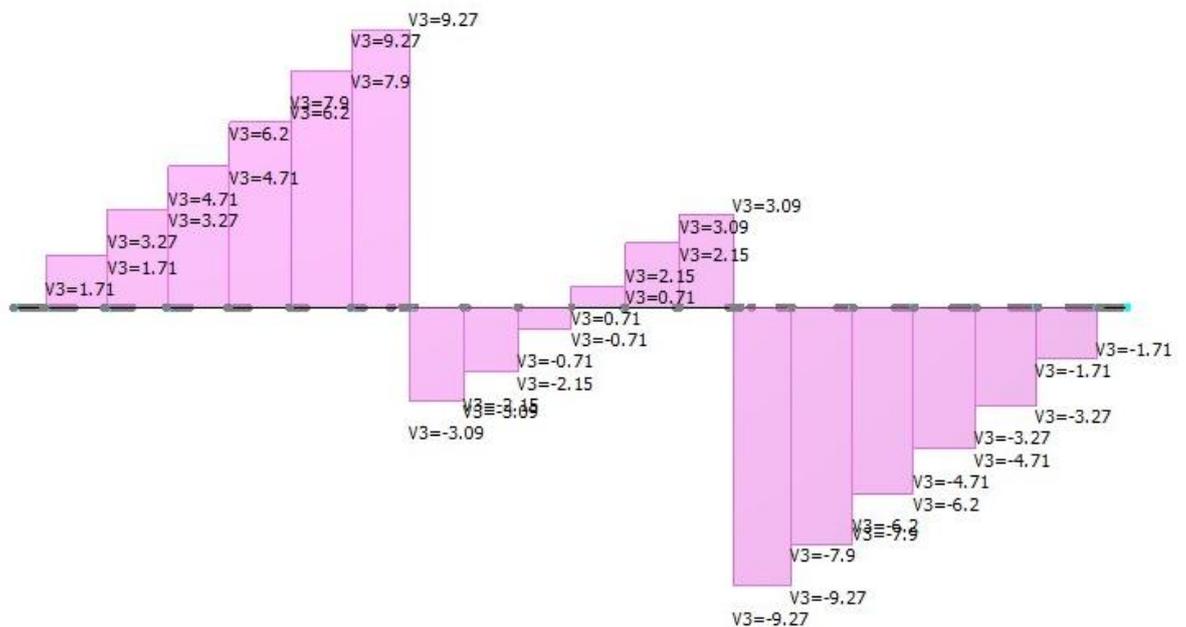


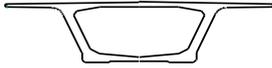
C2:





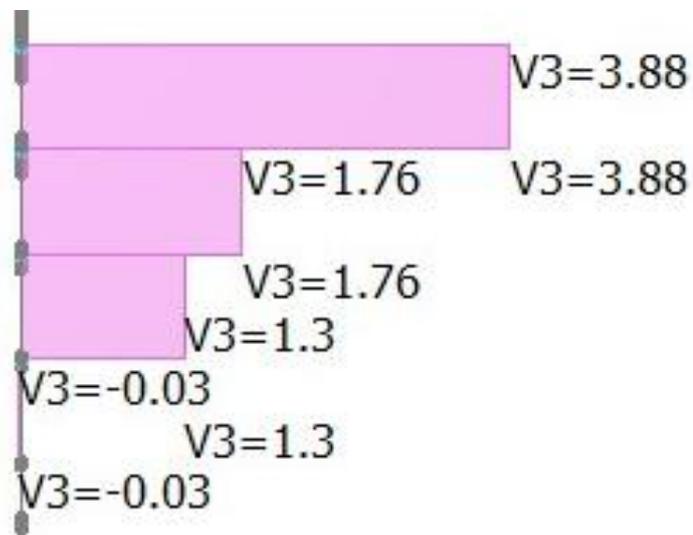
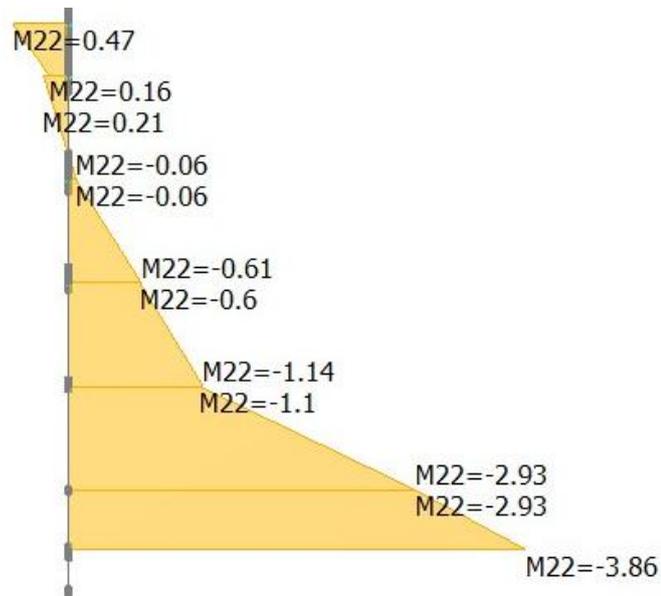
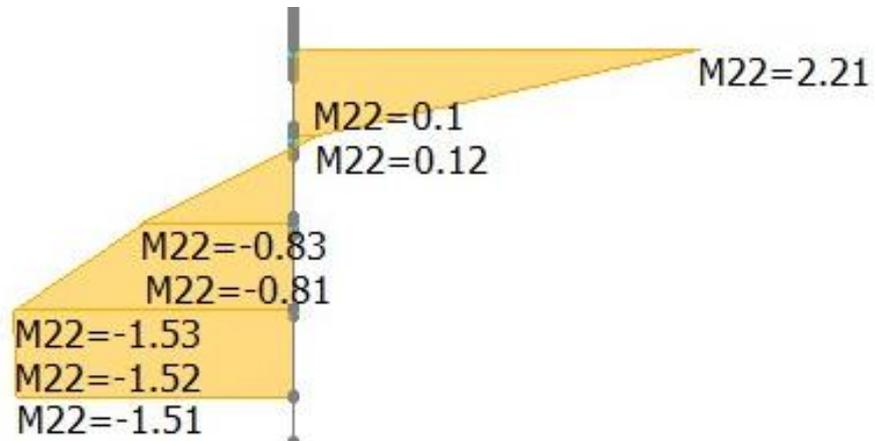
C3:





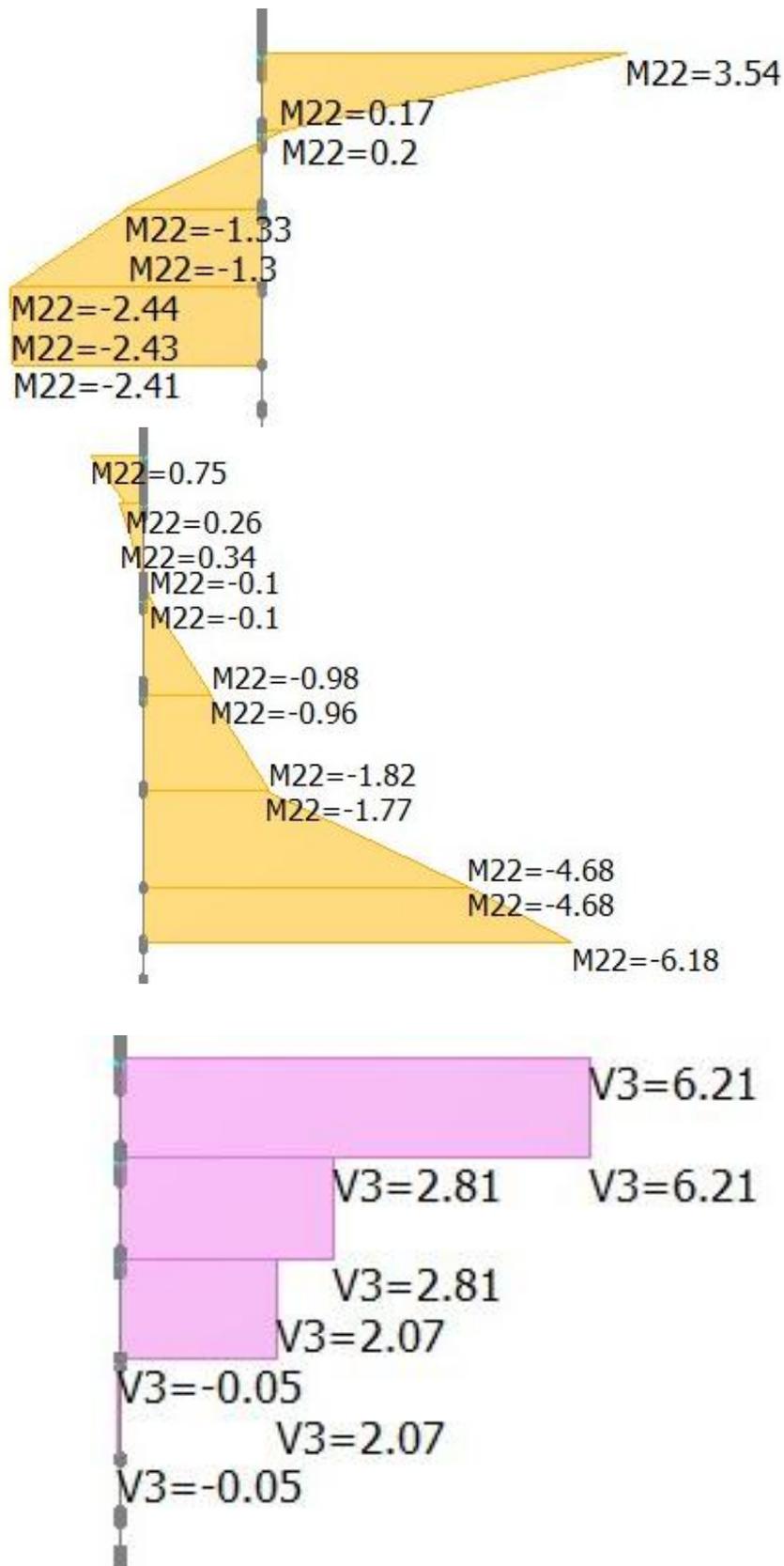
Momentos flectores en la losa:

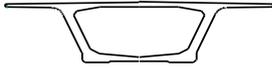
C1:



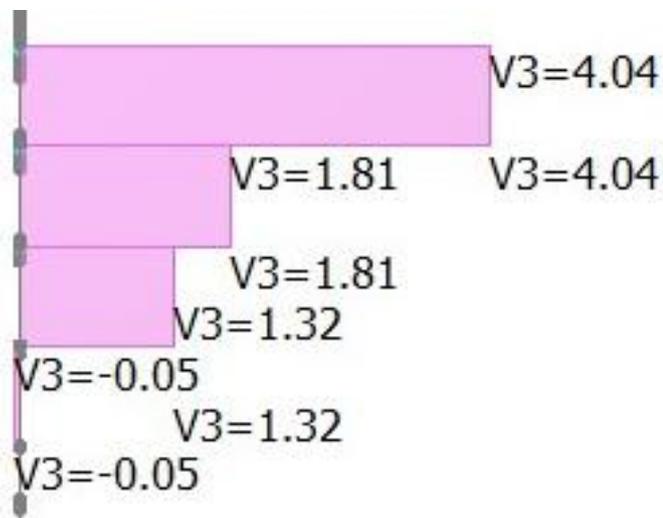
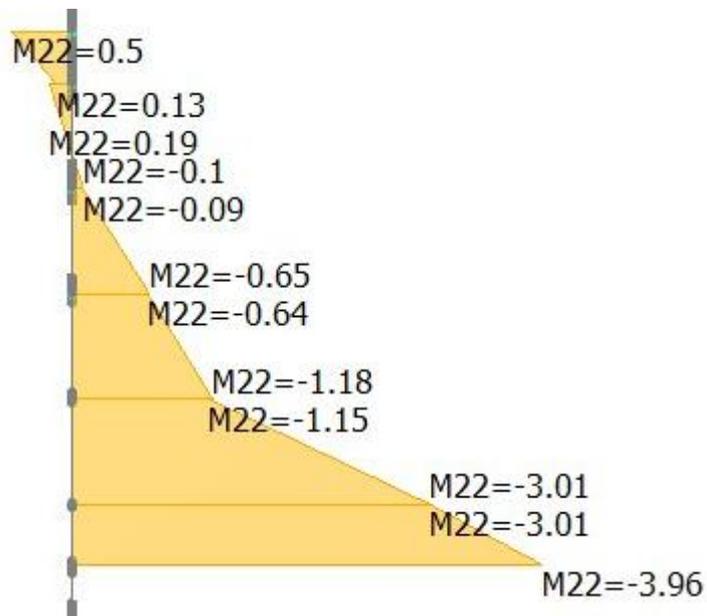
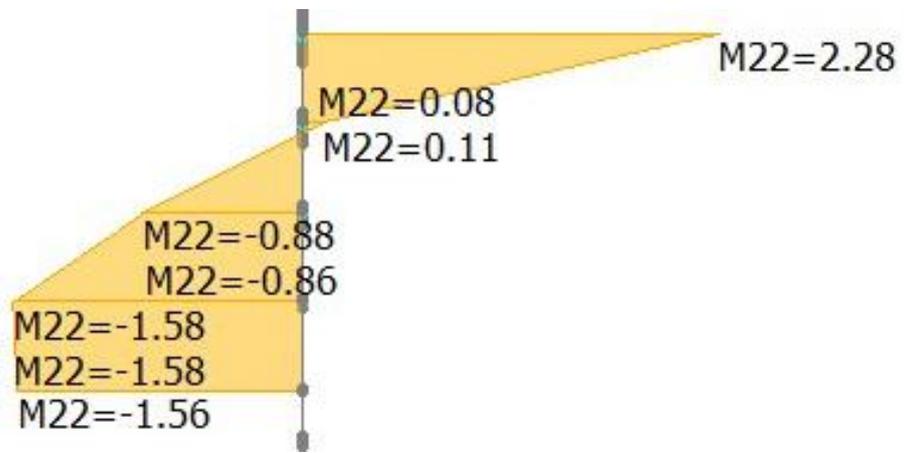


C2:





C3:

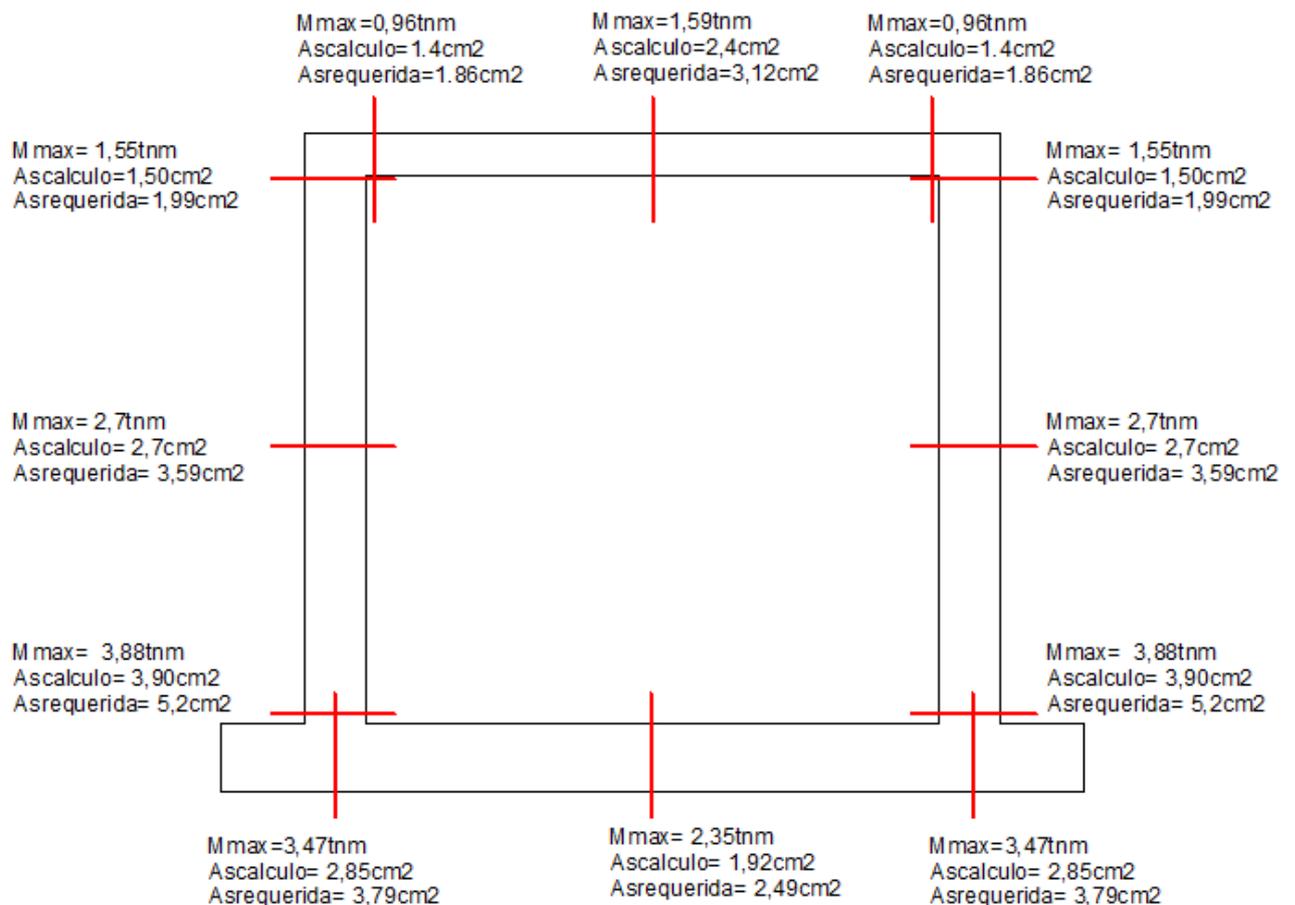




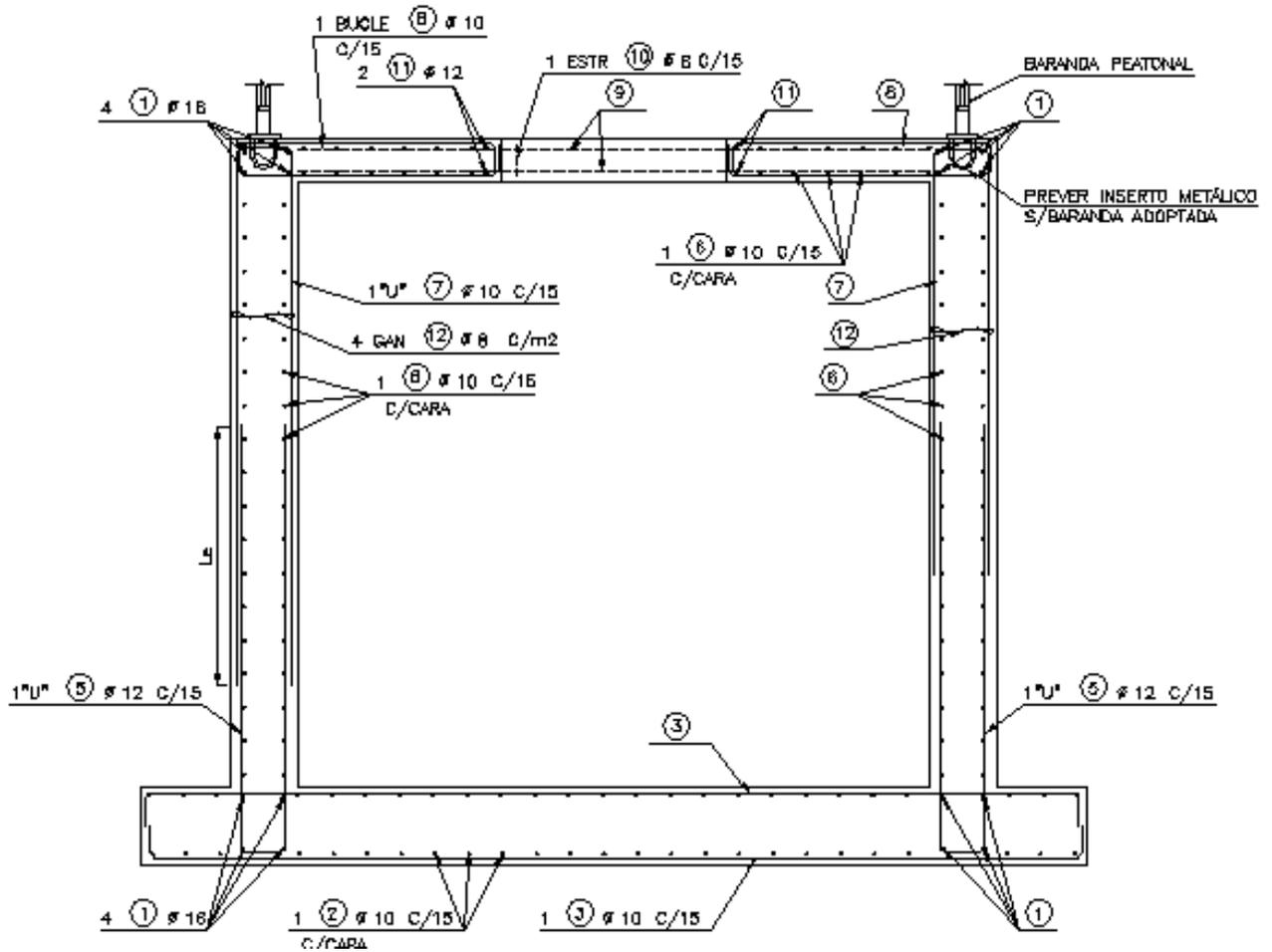
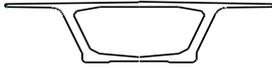
VERIFICACION DE SECCIONES Y CALCULO DE ARMADURAS

Canal:

Para calcular las armaduras del canal se ha calculado la armadura necesaria en distintos puntos del tabique, de la losa, y de las presillas, en función del máximo momento solicitante. Luego estas armaduras han sido incrementadas en un tercio de su valor respondiendo al artículo 10.5.3 de; CIRSOC 201. Así se obtiene el siguiente esquema:



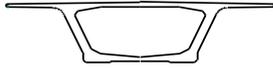
Luego se proponen las armaduras que se esquematizan a continuación las cuales verifican en todos los casos las armaduras requeridas.



Armadura del muro de contención:

Armadura de los pilotes:

El máximo momento flector en los pilotes se encuentra durante la etapa constructiva y resulta:



Verificación al corte:

La resistencia al corte del hormigón resulta:

$$d = 0,8 * \phi = 0,64m$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot d \cdot b_w = 42tn$$

$$\phi * V_c = 32tn$$

El hormigón resiste todo el esfuerzo cortante y por tanto no es necesario armadura de corte. Se adopta como armadura mínima un espiral diámetro 8 con paso de 15cm.

Armadura de la viga 1:

Verificación al corte:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot d \cdot b_w = 18,9tn$$

$$\phi * V_c = 14,22tn$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 32tn$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{32tn}{4,2tn/cm^2 * 0,65m} = 11,75cm^2/m$$

Se adopta estribo de diámetro 12.

$$s = \frac{2,26cm^2 \cdot 4,2tn/cm^2 \cdot 0,65m}{32tn} = 0,193m$$

Se adopta una separación de 15 cm. El estribo resulta sobredimensionado por cual se reduce a diámetro 10 a una distancia de 1m del apoyo sobre la losa del fondo del canal.



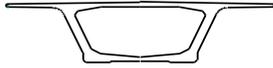
Armadura de la Viga 2:

Verificación al corte:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot b_w = 52tn$$

$$\phi * V_c = 39tn$$

El hormigón resiste íntegramente el cortante. Se adopta un estribo diámetro 10 cada 15.



Armadura de la losa:

Verificación al corte:

Para un ancho de 1,00m en la dirección vertical:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot d \cdot b_w = 9,15tn$$

$$\phi V_c = 6,86tn$$

Verifica.

Armadura longitudinal:

La armadura longitudinal se calcula para el sentido vertical debido a que presenta ampliamente las mayores solicitaciones. En sentido horizontal se adopta una malla de 1 diámetro 10 cada 15.

El momento de 6,18 tnm se encuentra en realidad dentro de la viga 2, por lo que la losa se calcula para un momento máximo de 4,68tnm. Formalmente este momento debería ser para un ancho de 50cm, pero se asume una redistribución de esfuerzos que se explica a partir de que el valor 4,68 corresponde a un máximo local.

