



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEJO Nº4: DIMENSIONAMIENTO DE LA SOLUCIÓN

Estudio de alternativas de adecuación al uso de cruceros de la viga cantil en el Muelle 11 del Puerto de Alicante.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Universitat Politècnica de València

ÍNDICE

1.	Introducción.....	1
2.	Excavación necesaria	1
3.	Geometría	1
4.	Materiales	2
5.	Acciones.....	2
5.1.	Cargas permanentes.....	2
5.2.	Sobrecargas	3
6.	Cálculo de estabilidad para alternativa escogida	3
6.1.	Acciones de cálculo.....	4
6.2.	Estabilidad frente a deslizamiento.....	4
6.3.	Estabilidad frente a vuelco.....	4
7.	Cálculo del armado	4
7.1.	Cálculo a flexión ELU.....	5
7.2.	Cálculo a cortante ELU.....	6
7.3.	Cuadro resumen de armaduras	6
8.	Cálculo de fisuración ELS.....	7
9.	Proceso constructivo básico y plan de obra	7
9.1.	Diagrama de Gantt.....	9
10.	Normativa de aplicación	10
11.	Cálculos complementarios para estabilidad frente a vuelco y deslizamiento	11
12.	Cálculos complementarios para armado	13

1. Introducción

Este anejo tiene como objetivo realizar el dimensionamiento de la viga cantil del Muelle 11 del Puerto de Alicante teniendo en cuenta los condicionantes anteriormente expuestos, abordando la geometría necesaria para su viabilidad, el cálculo de la armadura correspondiente y las comprobaciones pertinentes para garantizar su estabilidad.

Como se puede observar en el anejo nº3 Estudio de alternativas, la alternativa elegida como solución es la correspondiente a ejecutar una nueva viga cantil provista de defensas tipo escudo con estructura cilíndrica. Esta defensa será la CSS 1600 del fabricante Shibata Fender Team con grado de dureza 3.0, que permite absorber una energía de 132,4 t m y transmite a la superestructura una reacción de 188,3 t.

Respecto a los bolardos utilizados, son los definidos anteriormente con un tiro nominal igual a 50 toneladas.

2. Excavación necesaria

Para ejecutar las obras será necesario realizar una excavación en zanja suficiente en el trasdós de la viga cantil a lo largo de toda la longitud del muelle para que, de esta manera, los operarios puedan llevar a cabo las labores de encofrado, hormigonado y armado.

Se define un volumen de excavación de 4,80 metros de ancho y un canto igual al canto de la viga cantil solución que se encuentra en contacto con el terreno del trasdós de la superestructura igual a 2 metros. Se decide realizar de los 4,80 metros de ancho, 1 metro a cota constante correspondiente a la cota de la base de la viga cantil y los 3,80 metros restantes en talud de pendiente 2:1 hasta la cota de la explanada para evitar el desmorone del terreno durante la ejecución.

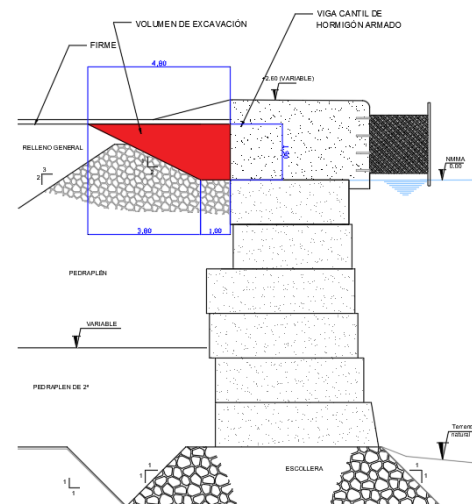


Figura 1. Excavación en zanja. Sección

3. Geometría

Para tratar la geometría de la viga cantil que ejerce de solución a este cambio de uso de muelle, se debe atender a dos tipos de secciones. Se puede observar la sección completa del muelle conforme a esta alternativa en el Plano nº7: Secciones Alternativa 4.

En primer lugar, la sección sin defensa, que tiene como medidas las indicadas en la siguiente tabla:

Sección sin defensa. Datos en m	
Ancho	4,70
Canto	2,70
Voladizo	0,70
Cota de coronación	2,60

Tabla 1. Características sección sin defensa

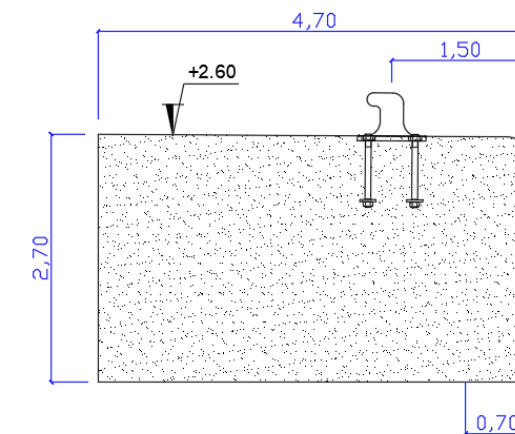


Figura 2. Sección sin defensa

En segundo lugar, la sección con defensa:

Sección con defensa. Datos en m	
Ancho	4,70
Canto inicial	2,70
Voladizo / Ancho faldón	0,70
Canto faldón	0,30
Canto total	3,00
Cota de coronación	2,60

Tabla 2. Características sección con defensa

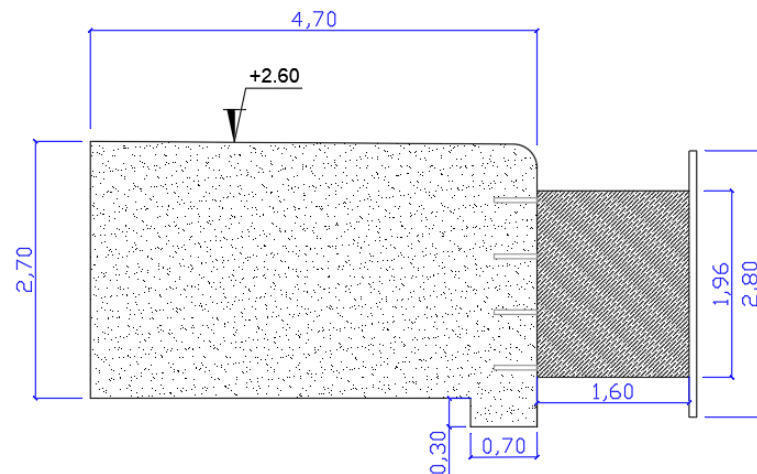


Figura 3. Sección con defensa

4. Materiales

Hormigón:

- Tipo: HA-35 / P / 20 / IIIc+Qb
- Nivel de control: Normal
- Resistencia característica: 35 Mpa
- Coeficiente de minoración: 1,5
- Resistencia de cálculo: 23,33 Mpa
- Módulo de elasticidad: 31.000 Mpa
- Peso específico: 25 kN/m³
- Angulo rozamiento entre hormigones: 45º
- Ambiente: Marino
- Cemento utilizado: SR-MR

Armaduras pasivas:

- Tipo: B-500 S
- Nivel de control: Normal
- Resistencia característica: 500Mpa
- Coeficiente de minoración: 1,15
- Resistencia de cálculo: 434,8 Mpa
- Módulo de elasticidad: 210000 Mpa
- Recubrimiento nominal: 50 mm

5. Acciones

Para el cálculo de la superestructura y de los condicionantes necesarios, se deben definir las solicitaciones a las se va a encontrar sometida dicha viga cantil. Se consideran módulos de 20 metros entre juntas de hormigonado.

- Peso propio de la viga cantil
- Peso propio de las defensas
- Empuje del relleno
- Empuje por sobrecarga de operación
- Tiro de bolardo
- Reacción de la defensa

5.1. Cargas permanentes

- **Peso propio de la viga cantil:** Sección sin defensa → Área x Peso específico HA = **317,25 kN/m**
Sección con defensa → Área x Peso específico HA = **322,5 kN/m**

Área sección sin defensa: $4,7 \cdot 2,70 = 12,69 \text{ m}^2$

Área sección con defensa: $12,69 + 0,3 \cdot 0,70 = 12,90 \text{ m}^2$

Peso específico HA = 25 kN/m³

- **Peso propio de las defensas:**

Para el cálculo del peso propio de las defensas se debe tener en cuenta que se estima, según datos aportados por el fabricante Shibata Fender Team, un peso para el tipo de defensa CSS 1600 de 4.500 kg para la estructura cilíndrica y 300 kg/m² de escudo formado por 3 capas de acero de grosores entre 8 y 12 mm tanto para partes expuestas como interiores de este. Dado que las dimensiones del escudo propuesto son 2,80 x 2,80, se puede estimar un peso de escudo de 2350 kg y un peso total por defensa de 6,85 toneladas.

Peso de defensa repartido: $6,85/20 = 0,343 \text{ t/m}$

$F_{v,def} = 5,14 \text{ kN/m}$

Se considera que la defensa ejerce únicamente una fuerza en vertical, despreciando de esta manera la fuerza horizontal que puede realizarse a través de cada uno de los pernos de anclaje.

- **Empuje del relleno:**

Ángulo de rozamiento interno: 35°

Peso específico relleno de trasdós: 19,5 kN/m³

Coeficiente de empuje activo:

$$K_a = \frac{\sin^2(90 + \phi)}{\sin(90 - \zeta) * (1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \zeta) * \sin(\phi)}{\sin(90 - \zeta)}})} = 0,244$$

- Empuje activo horizontal:

$$E_a = \frac{K_a * \gamma * H^2}{2} = 17,34 \text{ kN/m}$$

Siendo:

K_a = Coeficiente de empuje activo

γ = Peso específico de relleno del trasdós

H = Altura de relleno de trasdós

El empuje pasivo no se considera ya que debe tener grandes deformaciones para movilizarse.

5.2. Sobrecargas

- **Sobrecarga de operación**

Se considera una sobrecarga de operación de 10 kN/m² según la ROM 2.0-11, y actúa sobre el trasdós de la superestructura, por lo que SH,op será:

$$SH, op = K_a * q * H = 6,58 \text{ kN/m}$$

- **Tiro de bolardo**

La altura de tiro de bolardo considerada es de 0,43 m y se supone que el bolardo trabaja a su capacidad nominal, igual a 50 toneladas, con un ángulo máximo respecto a la horizontal de 25°, por lo que el tiro resultante es:

$$Th = 22,65 \text{ kN/m}$$

$$Tv = 10,56 \text{ kN/m}$$

- **Reacción de la defensa**

Según los datos aportados por el fabricante Shibata Fender Team, la reacción de la defensa CSS 1600 para grado de dureza 3.0 es de 1.883 kN, por lo que la reacción por metro, teniendo en cuenta una separación de defensas de 20 metros, es la siguiente:

$$R_d = 1.883/20 = 94,15 \text{ kN/m}$$

6. Cálculo de estabilidad para alternativa escogida

En este apartado se van a realizar los cálculos y comprobaciones necesarias para verificar la viabilidad de la alternativa seleccionada como solución. Esta verificación se debe realizar respecto al comportamiento de la superestructura propuesta a fallo por deslizamiento y a fallo por vuelco. Este cálculo se ha realizado en el anejo nº3 Estudio de alternativas, junto con las alternativas 1, 2 y 3, por lo que en este apartado se muestra únicamente los cálculos referidos a la alternativa 4.

Para realizarlas, se seguirán las directrices marcadas por la ROM 0.5-05 que establece el cumplimiento de los siguientes coeficientes de seguridad mínimos para el dimensionamiento de la viga cantil:

Coeficientes de seguridad mínimos	
Deslizamiento	1,80
Vuelco rígido	1,30

Tabla 3. Coeficientes de seguridad deslizamiento y vuelco

También se establecen los coeficientes de ponderación y combinación de las distintas cargas para las comprobaciones de modos de fallo y son los siguientes:

Coeficientes de ponderación ELU	
Tipo de carga	γ
Cargas variables desfavorables	1,50
Cargas permanentes desfavorables	1,10
Cargas permanentes favorables	0,90
Coeficiente de combinación	
Tipo de carga	γ
Cargas concomitantes (no predominantes)	0,70

Tabla 4. Coeficientes de ponderación ELU

Para efectuar estas comprobaciones se lleva a cabo el cálculo de la resultante de las acciones de cálculo, siendo ponderadas y combinadas por los coeficientes anteriormente mostrados, además del cálculo de los momentos asociados a la arista frontal superior del bloque de hormigón en masa superior, por lo que se ha considerado la acción generada por el tiro de bolardo como la predominante.

6.1. Acciones de cálculo

- Alternativa 4

Acciones de cálculo	Fh (t/m)	Fv (t/m)	Me (t.m/m)	Mv (t.m/m)
Peso propio de la viga cantil	0,00	28,79	47,50	0,00
Peso propio de la defensa	0,00	0,38	0,00	0,56
Empuje del relleno	1,33	0,00	0,00	1,20
Empuje por sobrecarga	0,69	0,00	0,00	0,93
Tiro de bolardo	3,40	-1,59	0,00	9,37

Tabla 5. Acciones de cálculo

6.2. Estabilidad frente a deslizamiento

Para hallar el coeficiente de seguridad resultante y poder compararlo con el coeficiente de seguridad mínimo establecido por la ROM 0.5-05 se debe realizar el cociente entre la fuerza de rozamiento movilizada y la resultante de las fuerzas horizontales.

$$C_{desl.} = \frac{F_{rozamiento}}{Resultante\ de\ fuerzas\ horizontales} = \frac{Coeficiente\ de\ rozamiento * Resultante\ de\ fuerzas\ verticales}{Resultante\ de\ fuerzas\ horizontales}$$

Estabilidad frente a deslizamiento				
	Resultante vertical	Resultante horizontal	Coeficiente rozamiento entre hormigones	Coeficiente de deslizamiento
Alternativa 4	27,58	5,43	0,7	3,56

Tabla 6. Estabilidad frente a deslizamiento

Por lo tanto, la geometría referente a la alternativa 4 puede ser validada frente a deslizamiento ya que cumple el requisito de coeficiente de seguridad superior al mínimo establecido.

6.3. Estabilidad frente a vuelco

Para verificar el comportamiento frente al modo de fallo a vuelco rígido de cada una de las alternativas, se debe comparar el coeficiente de seguridad mínimo con el coeficiente de seguridad de cálculo que se obtiene realizando el cociente entre el momento estabilizador y el momento volcador de la viga.

Estabilidad frente a vuelco				
	Momento estabilizador	Momento volcador	Me/Mv	
Alternativa 4	47,50	12,07	3,93	Cumple

Tabla 7. Estabilidad frente a vuelco

Por lo tanto, se puede afirmar que la alternativa 4 cumple la estabilidad frente a vuelco y, de esta manera, se valida la geometría propuesta bajo este condicionante.

7. Cálculo del armado

En este apartado se muestra el cálculo necesario para definir el armado en el dimensionamiento de la viga cantil solución.

Para realizar dicho cálculo se debe tener en cuenta tres modos de fallo que condicionaran el armado.

- Cálculo a flexión ELU
- Cálculo a cortante ELU
- Cálculo de fisuración ELS

Se deben tener en cuenta las dos secciones existentes en la viga cantil a dimensionar. Por una parte, la sección sin defensa y por otra la sección donde se alojan las defensas. Para el cálculo del armado de la viga se deberán establecer las condiciones de contorno existentes impuestas por la posición del tramo analizado dentro del módulo tipo de 20 m.

A continuación, se detallan las características geométricas y de cargas a las que se encuentran sometidas cada una de las secciones.

- Sección sin defensa

En cuanto a la geometría, existe un voladizo de 0,70 metros de longitud y un canto correspondiente al canto de la viga cantil igual a 2,70 metros. Respecto a las acciones que actúan en dicho voladizo se observa únicamente el peso propio de la viga.

- Sección con defensa

En cuanto a la geometría, existe un voladizo de 0,70 metros de longitud que se corresponde a un faldón de ese mismo ancho y un canto de 0,30 metros que genera un canto total en la sección del faldón de 3,00 metros. Respecto a las acciones que actúan en dicho voladizo y faldón se observa el impacto del buque sobre la defensa en el proceso de ataque, el peso propio de la viga y el peso propio de la defensa.

Para el cálculo del armado, la EHE-08 establece unos coeficientes de ponderación y combinación de cargas que deben considerarse.

Coeficientes de ponderación ELU STR	
Tipo de carga	γ
Cargas variables desfavorables	1,50
Cargas permanentes desfavorables	1,35
Cargas permanentes favorables	1,00
Coeficiente de ponderación ELS STR	
Tipo de carga	γ
Cargas variables desfavorables	1,00
Cargas permanentes desfavorables	1,00
Cargas permanentes favorables	1,00

Tabla 8. Coeficiente de ponderación ELU STR

7.1. Cálculo a flexión ELU

Teniendo en cuenta las acciones anteriormente descritas, mayoradas por los coeficientes de ponderación STR, obtenemos el momento flector y el axil de cálculo en la zona de empotramiento de la sección que alberga la defensa ya que, en este caso, sería la condicionante por presentar vuelo de mayor viga y ser más desfavorable frente al modo de fallo de agotamiento estructural de la sección.

Datos de partida		
Dato	Valor	Ud de medida
Ned	937,92	kN
Med	1.221,40	kN m
Recubrimiento	5	mm
h	2,70	m
b	1	m
d	2,65	m
d'	0,05	m
fck	35	MPa
fyk	500	MPa
fcd	23,34	MPa
fyd	434,78	MPa

Tabla 9. Datos cálculo a flexión ELU

A continuación, se calcula el diagrama de interacción a partir de la geometría y los esfuerzos existentes.

Diagrama de interacción		
Dato	Valor	Ud de medida
xlim	1,63	m
m1c(-inf)	0	kN m
m1c(xlim)	60.909,76	kN m
m2c(xlim)	-18.426,43	kN m
m2c(-inf)	0	kN m
m1c(inf)	81.900	kN m
m2c(inf)	-81.900	kN m
mc(-inf)	0	kN m
nc(-inf)	0	kN
mc(inf)	0	kN m
nc(inf)	63.000	kN
nc(xlim)	30.513,92	kN
mc(xlim)	21.241,66	kN m
m1ed	2.529,69	kN m
m2ed	91,20	kN m

Tabla 10. Diagrama de interacción

De estos resultados, realizando las comprobaciones pertinentes obtenemos que el par momento-axil de cálculo se encuentra en la zona A por lo que no es necesario armadura de cálculo.

Según el artículo 42.3.2 de la EHE y deduciendo la fórmula al caso concreto de estudio, se calcula la armadura mínima mecánica con la siguiente expresión:

$$As_{mec} * f_{yd} > \frac{b * h^2}{6 * 0,8 * h} * f_{ct,m,fl}$$

Armadura mínima mecánica As_{mec}		
Dato	Valor	Ud de medida
f_{yd}	434,78	MPa
b	1	m
h	2,7	m
f_{ctm}	3,21	MPa
$As_{mec\ sup}$	0,004153	m ²
$As_{mec\ inf}$	0	m ²

Tabla 11. Armadura mínima mecánica

Calculamos también, según el artículo 42.3.5 de la EHE, la armadura mínima geométrica con las siguientes expresiones:

$$A_{s,geo} = \frac{1,8}{1000} * b * h \quad A'_{s,geo} = 0,3 * A_{s,geo}$$

Armadura mínima geométrica $A_{s,geo}$		
Dato	Valor	Ud de medida
b	1	m
h	2,7	m
$A_{s,geo} \text{ sup}$	0,00486	m ²
$A_{s,geo} \text{ inf}$	0,001458	m ²

Tabla 12. Armadura mínima geométrica

Comparando las armaduras calculadas y marcadas por la EHE, la armadura que se dispone a lo largo de toda la viga y en las dos direcciones, tanto longitudinal como transversal, es la siguiente:

Armadura a disponer			
Dato	Superior	Inferior	Ud de medida
Armadura de cálculo	0	0	m ² /m
Armadura por mínimo mecánicos	0,004153	0	m ² /m
Armadura por mínimos geométricos	0,00486	0,001458	m ² /m

Tabla 13. Armadura a disponer

Por lo tanto, la solución será la compuesta por una armadura de 0,00486 m²/m en la parte superior y 0,001458 m²/m en la inferior, determinada por mínimos geométricos en ambos casos.

7.2. Cálculo a cortante ELU

En este apartado se realiza obtiene el cortante de cálculo a través de las acciones anteriormente descritas mayoradas en ELU en la sección de empotramiento de voladizo.

Cortante de cálculo V_{ed}		
Dato	Valor	Ud de medida
V_{ed}	-147,52	kN

Tabla 14. Cortante de cálculo

Si la siguiente expresión se cumple, en Estado Límite Último por esfuerzo cortante, no sería necesario disponer de armadura por cortante:

$$V_{ed} < V_{Rd,c} = (v + K_1 * \sigma_{cp}) * 10^3 * b_w * d$$

Por lo que se obtienen los siguientes valores:

Cortante $V_{Rd,c}$		
Dato	Valor	Ud de medida
h	2,70	m
b=b _w	3,00	m
d	2,65	m
k	1,27	-
k ₁	0,15	-
ρ_1	0,000834	-
σ_{cp}	0	
f _{ck}	35,00	MPa
f _{cd}	23,33	MPa
v _{min}	0,2186	-
v	0,2186	-
$V_{Rd,c}$	1.738,24	kN

Tabla 15. Datos de cálculos a cortante

Valorando que no sería necesaria armadura por cortante, para quedar del lado de la seguridad se dispone la armadura mínima por cortante en los faldones que se encuentran en contacto con el paramento vertical del muelle.

ARMADURA DE FALDÓN		
Dato	Valor	Ud de medida
b _w	3,00	m
alfa	90	°
f _{ctm}	3,21	MPa
f _{yk}	500	MPa
A _{sw/s}	0,0005992	m ² /m

Tabla 16. Armadura de faldón

7.3. Cuadro resumen de armaduras

Armadura por metro lineal		
Armadura	Nº de redondos	Diámetro (mm)
As, longitudinal, cara inferior	5	20
As, longitudinal, cara superior	10	25
As, transversal, cara inferior	5	20
As, transversal, cara superior	10	25
Armadura en faldón		
Cercos	6	12
Armadura longitudinal	5	20
Armadura transversal	5	20

Tabla 17. Cuadro resumen de armaduras

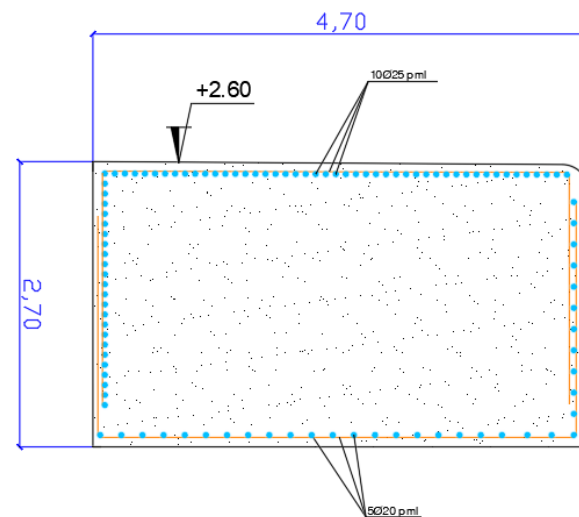


Figura 4. Armado de viga cantil. Sección sin defensa

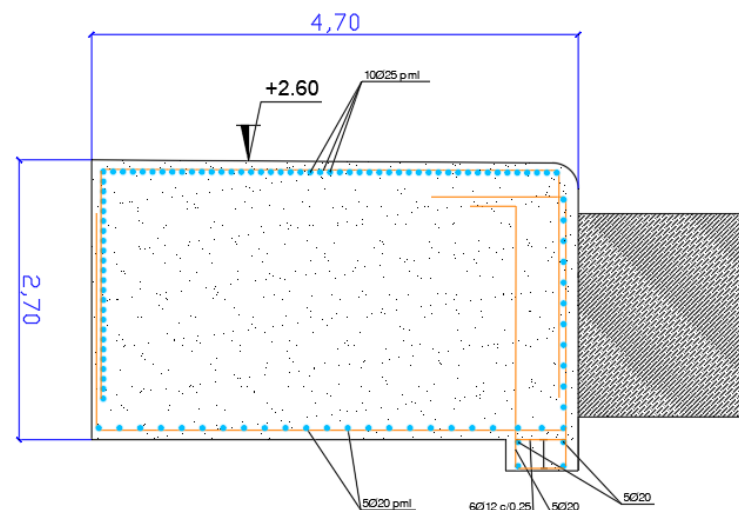


Figura 5. Armado de viga cantil. Sección con defensa

8. Cálculo de fisuración ELS

En primer lugar, se obtienen los momentos de cálculo para la combinación característica y cuasi-permanente aplicando los coeficientes de ponderación correspondientes a ELS a las acciones definidas en apartados anteriores.

Momentos de cálculo fisuración ELS		
Combinación	Momento de cálculo	Ud de medida
Característica	-858,41	kN m
Cuasipermanente	-69,77	kN m

Tabla 17. Momentos de cálculo ELS

El momento a partir del cual se produciría la fisuración de la sección es:

$$M_{fisuración} = \frac{f_{ct,m,fl} * Inercia}{v} = -6.232,95 \text{ kN.m}$$

Este valor es superior a los momentos de cálculo obtenidos en ELS, por lo que la sección de la viga no fisurará.

Se comprueba finalmente que la tensión en la fibra más comprimida en el hormigón es inferior al valor límite $0,6 * f_{ck}$:

$$\sigma_{\text{fibra mas comprimida}} = \frac{M_{pp} * v}{I} = 0,706 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{\text{límite}} = 0,6 * f_{ck} = 21 \frac{N}{mm^2}$$

9. Proceso constructivo básico y plan de obra

Para definir el plan de ejecución de la viga cantil del Muelle 11 del Puerto de Alicante nos basamos, de forma genérica, como en cualquier otra obra en la Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas, que nos aporta la información y documentos necesarios.

El plan de ejecución de una obra marítima debe tener los siguientes documentos:

- Memoria constructiva.
- Asignación de medios.
- Programa de trabajos.
- Procedimientos de ejecución.
- Sistemas de seguimiento y control

En primer lugar, cabe definir la utilidad que ejerce la viga cantil de un muelle de gravedad formada por hormigón armado. Las utilidades y objetivos de ésta son los siguientes:

- Servir de cierre a las explanadas.
- Conseguir la correcta alineación del muelle.
- Permitir el anclaje de defensas, bolardos, entre otros.
- Alojar canalizaciones de agua, electricidad, entre otros.
- Soportar posibles carriles para traslación de grúas.

A continuación, se definen las actuaciones que serán necesarias ejecutar para el objeto de la solución desarrollada. El objetivo de esta planificación es conseguir el mayor tiempo de operatividad disponible del muelle durante la ejecución de las obras.

Se deberá comenzar realizando la demolición controlada de, en este caso, la totalidad de la viga cantil existente, además de realizar la excavación necesaria para su ejecución, debiendo trasladar los escombros generados de la zona de obra al lugar correspondiente.

Tratándose de una longitud superior a 200 metros, se recomienda para la ejecución la utilización de carros de encofrado teniendo en cuenta las consideraciones oportunas.

Una vez diseñado y ejecutado el encofrado pertinente, la secuencia de construcción proporcionada es la siguiente:

- Regularización de la superficie que permita la rodadura del carro de encofrado y proporcione una superficie donde colocar las armaduras.
- Liberación del carro de encofrado de la puesta ya hormigonada y avance de este.
- Limpieza y colocación del carro de encofrado
- Colocación de las armaduras y elementos de anclaje, como son los bolardos definidos anteriormente y las defensas escogidas CSS 1600.
- Hormigonado controlando el no movimiento del carro durante su ejecución.

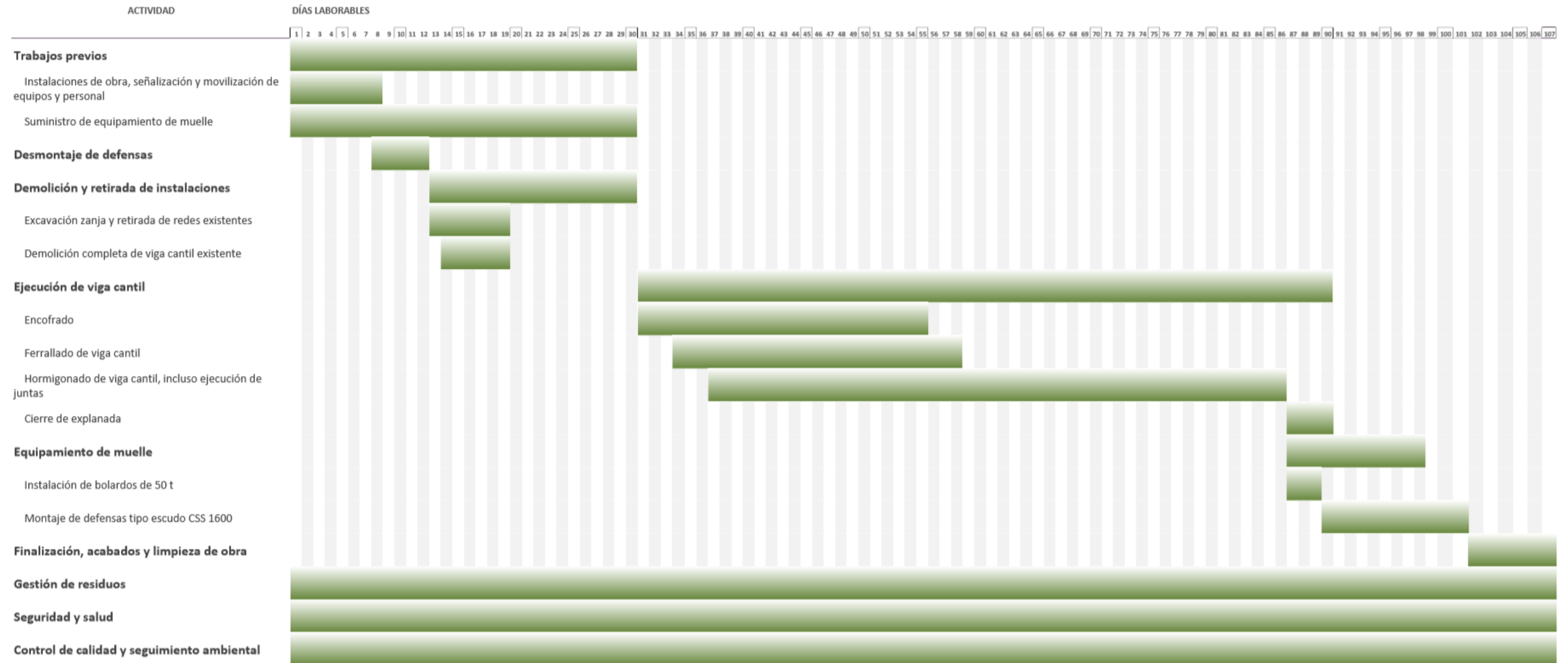
Tras la construcción de la viga cantil, se deben instalar hitos referenciados para, de esta manera, controlar y registrar posibles movimientos, además de realizar un reportaje fotográfico donde aparezcan dichos hitos.

A partir de las mediciones que se han considerado como principales y condicionantes para el estudio que se plantea, se ha realizado un plan de obra formado por el desarrollo de las fases de obra representadas a través del método de diagrama de Gantt. Dichas actividades son las siguientes:

1. Trabajos previos
2. Desmontaje de defensas
3. Demolición y retirada de instalaciones
4. Ejecución de viga cantil
5. Equipamiento de muelle
6. Finalización, acabados y limpieza de obra

El siguiente Diagrama de Gantt se puede observar los tiempos estimados de cada uno de los trabajos definidos resultando un plazo total de 107 días.

9.1. Diagrama de Gantt



10. Normativa de aplicación

Para la redacción del presente anejo se han utilizado las siguientes Normas y Recomendaciones:

- EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.
- Eurocódigo 2. Proyectos de estructuras de hormigón.
- R.O.M. 0.0-01: Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias.
- R.O.M. 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre.
- R.O.M. 0.2-90: Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias.

11. Cálculos complementarios para estabilidad frente a vuelco y deslizamiento

- DATOS DE PARTIDA

Características de los materiales

Resistencia del hormigón a compresión 350 kg/cm²

Peso específico del hormigón armado 2,50 t/m³

Peso específico del hormigón ciclópeo 2,20 t/m³

Coeficiente de rozamiento con HS 0,70

Características pedraplén de trasdós

peso específico 1,95 t/m³

Coeficiente de empuje activo Ka 0,244

Kah 0,22

Ángulo de rozamiento 35 °

Geometría de la viga cantil

1 TRAMO SOBRE BLOQUE EN MASA

Ancho 4 m

Canto 2,7 m

3 TRAMO VOLADIZO

Ancho 0,7 m

Canto 2,7 m

4 FALDÓN

Ancho 0,7 m

Canto 0,3 M

Sec. sin defensa ANCHO TOTAL VIGA 4,7 m

VOLADIZO SALIENTE 0,7 m

Sec. con defensa ANCHO TOTAL VIGA 4,7 m

VOLADIZO SALIENTE 0,7 m

LONGITUD TOTAL CON FALDÓN 3 m

LONGITUD MÓDULO 20 m

6 Viga existente demolida

Ancho 4,3 m

Canto 2 m

VOLADIZO respecto bloque inferior 0,7 m

LONGITUD MÓDULO 20 m

BOLARDOS

Separación entre bolardos 20 m

Nº bolardo 1,00

Distancia del eje de los bolardos al cantil de la viga 1,00 m

Altura del punto de aplicación del tiro de bolardo 0,47 m

Inclinación máxima del tiro de bolardo 25 °

Inclinación mínima del tiro de bolardo 10 °

Separación de los anclajes de los bolardos 0,5 m

DEFENSAS

Separación entre defensas 20 m

Nº defensa 1,00

Estudio de alternativas de adecuación al uso de cruceros de la viga cantil en el Muelle 11 del Puerto de Alicante.

ACCIONES				Diámetro estructura defensa	1,96	m
1	PESO PROPIO	677,65	t	Longitud estructura	1,60	m
1.1	PESO PROPIO SECCIÓN CON DEFENSA	171,39	t	Lado del escudo	2,80	m
	Sobre viga	145,13	t	PESO DEFENSA 2200 x 1200	3,20	t
	Voladizo 0,70	23,63	t			
	Faldón	2,63	t	Coeficientes de combinación	0,70	
				Mayoración de sobrecargas variable desfavorable	1,50	
1.2	PESO PROPIO SECCIÓN SIN DEFENSA	506,26	t	Mayoración permanentes favorables	0,90	
	Sobre viga	435,38	t	Mayoración permanentes desfavorables	1,10	
	Voladizo 0,70	70,88	t			
2	TIRO BOLARDO	50,00	t	ACCIONES DE CÁLCULO (MAYORADAS)		
	Th	45,31	t	Tiro de bolardo	75,00	t
	Tv	21,13	t	Th	67,97	t
				Tv	31,70	t
3	EMPUJE RELLENO TRASDÓS			Peso propio	609,89	t
	Eh, relleno trasdós Alt 1 y 3	0,33	t/m	Peso propio por metro	30,49	t/m
	Eh, relleno trasdós Alt 2 y 4	1,72	t/m	Tiro de bolardo repartido	3,75	t/m
	Eh, relleno trasdós Alt 1 y 3 modificadas	4,19	t/m	Th repartido	3,40	t/m
				Tv repartido	1,59	t/m
4	SOBRECARGA OPERACIÓN			Eh, relleno trasdós Alt 1 y 3	0,26	t/m
	Qv SBC Operación	1,00	t/m ²	Eh, relleno trasdós Alt 2 y 4	1,33	t/m
	Eh, SBC Operación Alt 1 y 3	0,29	t/m	Eh, relleno trasdós Alt 1 y 3 modificadas	3,23	t/m
	Eh, SBC Operación Alt 2 y 4	0,66	t/m	Eh, sbc operación Alt 1 y 3	0,31	t/m
	Eh, SBC Operación Alt 1 y 3 modificadas	1,02	t/m	Eh, sbc operación Alt 2 y 4	0,69	t/m
				Eh, sbc operación Alt 1 y 3 modificadas	1,07	t/m
				Peso defensa CSS 1600 repartido	0,38	t/m
6	PESO DEFENSA CSS 1600	6,85	t	Peso defensa 2200 X 1200 repartido	0,17	t/m

12. Cálculos complementarios para armado

Acciones

1	PESO PROPIO		
1.1	Voladizo faldón 3 m	52,50	kN/m
2	PESO DEFENSA		
	Pv	42,83	kN/m
	Ph	0,00	kN/m
3	REACCIÓN DEFENSA		
	Reacción	1.883,00	kN
	Inclinación	5,00	°
	Rx	625,28	kN/m
	Ry	54,70	kN/m

Coeficiente combinación 0,70

Coeficientes de ponderación STR

Mayoración de sobrecargas variable desfavorable	1,50
Mayoración permanentes favorables	1,00
Mayoración permanentes desfavorables	1,35

DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA

DATOS DE PARTIDA

GEOMETRIA

d'	0,05	m
d	2,65	m
Ancho	1,00	m
Canto	2,70	m

RESISTENCIA

Fck	35,00	N/mm ²
Fcd	23,33	N/mm ²
Fyk	500	N/mm ²
Fyd	434,78	N/mm ²

ACCIONES DE CÁLCULO (MAYORADAS)

Peso propio 1	Faldon 0,7	70,87	KN/m
Peso defensa Pv		57,81	KN/m
Peso defensa Ph		0,00	KN/m
Reacción defensa, Rx		937,92	KN/m
Reacción defensa, Ry		82,06	KN/m

ZONAS DE CÁLCULO

xlim	1,63	m
M1c(-infinito)	0,00	KN.m
M1c(xlim)	60.909,76	KN.m
M2c(xlim)	-18.426,43	KN.m
M2c(infinito)	-81.900,00	KN.m

MOMENTOS DE CÁLCULO

Peso propio	24,81	KN.m
Pv	-86,72	KN.m
Ph	0,00	KN.m
Rx	-1.125,50	KN.m
Ry	-123,09	KN.m
Momento total	1310,50	KN.m

ESFUERZOS EXTERNOS

Momento	1.310,50	KN.m
Axil	936,91	KN

ESFUERZOS INTERNOS

M1d	2.529,79	KN*m
M2d	91,21	KN*m

ARMADURA CÁLCULO

As	0,00	m ² /m
As'	0,00	m ² /m

ARMADURA GEOMÉTRICA

TABLA 42.3.5 EHE-08

As	0,00486	m ² /m	48,60	cm ² /m
As'	0,001458	m ² /m	14,58	cm ² /m

ARMADURA MECÁNICA

As	0,004153	m ² /m	41,53	cm ² /m
As'	0,00	m ² /m	0,00	cm ² /m

ARMADURA A DISPONER

As	48,60	cm ² /m	Armatura cara superior
As'	14,58	cm ² /m	Armatura cara inferior

COMPROBACIÓN CORTANTE

DATOS DE PARTIDA

GEOMETRIA

d'	2,65	m
d	0,05	m
Ancho	1,00	m
Canto	2,70	m

RESISTENCIA

Fck	35,00	N/mm ²
Fcd	23,34	N/mm ²
Fyk	500,00	N/mm ²
Fyd	434,78	N/mm ²

ACCIONES DE CÁLCULO (MAYORADAS)

Peso propio 1	70,87	KN/m
Pv	57,81	KN/m
Ph	0,00	KN/m
Rx	937,92	KN/m
Ry	82,06	KN/m

CORTANTE DE CÁLCULO VOLADIZO

Peso propio	-49,61	KN
Pv	-40,47	KN
Ph	0,00	KN
Rx	0,00	KN
Ry	-57,44	KN
TOTAL	-147,52	KN

ARMADURA A DISPONER

Ast	0,0005992	m ² /m
	5,992	cm ² /m

COMPROBACIÓN FISURACIÓN

DATOS DE PARTIDA

GEOMETRIA

d'	0,05	m
d	2,65	m
Ancho	1,00	m
Canto	2,70	m

RESISTENCIA

Fck	35,00	N/mm ²
Fcd	23,33	N/mm ²
Fyk	500,00	N/mm ²
Fyd	434,78	N/mm ²

ACCIONES DE CÁLCULO (MAYORADAS)

Peso propio 1	52,50	KN/m
Pv	42,83	kn/m
Ph	0,00	kn/m
Rx	625,28	kn/m
Ry	54,70	kn/m

MOMENTOS DE CÁLCULO (CUASIPERMANENTE)

Peso propio 1	18,38	KN*m
Pv	51,40	KN*m
Ph	0,00	KN*m
Rx	0,00	KN*m
Ry	0,00	KN*m
Momento total	-69,77	KN*m

MOMENTOS DE CÁLCULO (CARACTERÍSTICA)

Peso propio 1	18,38	KN*m
Pv	51,40	KN*m
Ph	0,00	KN*m
Rx	750,34	KN*m
Ry	38,29	KN*m
Momento total	-858,41	KN*m

MOMENTO DE FISURACIÓN

Mcr	-6.232,95	KN
fct,m,fl	3,21	N/mm ²
ft,m	3,21	N/mm ²
Inercia	1,64	m ⁴
v	1,35	m

TENSIÓN FIBRA HORMIGÓN MÁS COMPRIMIDA

Tensión	0,706	N/mm ²
Momento PP	858,41	KN*m
Inercia	1,64	m ⁴
Xfibra	1,35	m ⁴