Anejo nº 10

OBRAS DE ABRIGO

AMPLIACIÓN SUR DEL PUERTO DEPORTIVO Y PESQUERO DE LAS CASAS DE ALCANAR

Autor: Daniel Hernández González

Índice:

Índice de imágenes

Índice de tablas:

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anejo es el dimensionamiento de las obras de abrigo necesarias para la realización de la ampliación del Puerto de Cases de Alcanar. En dicho proyecto , se ha diseñado un nuevo dique , el cual será, en talud convencional con espaldón y escollera natural. Se va a distinguir tres tramos distintos en el cálculo. Debido a la afectación por el delta al norte , el oleaje predominante del N-NE va a sufrir difracción en el propio delta , con lo que se muestra en el *anejo de cálculo de oleaje* , la altura de ola será de **2,40 m ,** con esta altura de cálculo se dimensionará el dique del norte . Por el contrario, el temporal proveniente del E , no sufre difracción únicamente asomeramiento y además da de lleno en el dique Este y contradique , por ello que aunque los oleajes predominantes sean del NE , ENE , se considerará a efectos de cálculo del dique Este . La altura de ola resultante es de **4,80 m.**

Dique	Hs (m)
Norte	2,4
Este	4,8

Tabla 1: Altura de ola

2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Para el dimensionamiento de las obras de abrigo , nos vamos a basar en la fórmula de Hudson, con la cual , determinaremos las distintas capas de la sección.
La fórmula es la siguiente:

$$W = \frac{W_r \, . H_c^3}{K_d . (S_r - 1)^3 . cot\theta}$$

con :

W : Media de los pesos de los elementos.
Wr : Densidad del material de la capa
Hc : Altura de ola de calculo para iniciación de datos
Kd : Coeficiente adimensional que depende del tipo de material, del numero decapas consideradas y de si la ola viene rota no
Ws : Densidad del agua del mar. Se tomara un valor de 1,025 t/m3
Sr : Cociente entre las densidades del material y del agua de mar
Θ : Angulo correspondiente al talud de las obras

El espesor de las capas , se determinará mediante el diámetro de cada elemento dispuesto , con la siguiente expresión:

$$D = \sqrt[3]{\frac{W}{W_r}}$$

Por lo que si tenemos un determinado numero (n) de capas el espesor a considerar es el siguiente:

$$e = n. \sqrt[3]{\frac{W}{W_r}}$$

Los valores de densidad del material (Wr) , de escollera , se tomará 2,7 t/m3

El coeficiente Kd que se va a utilizar es el valor de referencia proporcionado por *Diques de Escollera de Enrique Copeiro Del Villar Martínez.*

- Kd: Para piezas del manto Angulosa rugosa , en dos capas , de colocación aleatoria e hipótesis de rotura sobre el dique (del lado de la seguridad), el valor es de **4.**

La altura de ola (Hs) basándonos en lo estudiado en el anejo de *propagación y cálculo de oleaje*, proporciona valores expuesto anteriormente.

Hay que comprobar si la altura de la ola incidente está o no condicionada por las condiciones de rotura de fondo, lo que acarrea una rotura previa al dique , o por el contrario, no estar condicionada y se produce , por tanto , la rotura en el mismo dique .El criterio establecido por McCowan nos proporciona la siguiente expresión: H/Db =0,78

Aplicado a nuestra altura de ola obtenemos que no se produce rotura de fondo para profundidades superiores a : Db= H/0,78= 2,40/0,78= **3,07 m** , 4,80/0,78= **6,15 m**

Se puede observar que el oleaje está ,en cierta medida, condicionado por el fondo, por ello , parte de las olas que llegan al dique llegan rotas. Del lado de la seguridad, se va a considerar rotura sobre el dique

3. CÁLCULO DEL DIQUE:

Se calculara por un lado, el dique , y luego , el contradique , dadas las diferencias existentes en orientación y profundidad de los mismos.

Siguiendo las recomendaciones del *Shore Protection Manual (1975),* realizaremos los cálculos con la siguiente altura de ola:

Elementos del Manto Principal:

Para poder calcular el peso de los elementos de esta capa es necesario establecer primero el talud que tendrá , se adopta un talud 2,5:1 . El material será escollera rugosa , por lo que el peso de los elementos a disponer será :

Dique	Norte		Este		Contradique	
ξ	0,43		0,43		0,43	
φ	2,38		2,38		2,38	
Densidad agua	1,035		1,035		1,035	
Pendiente	2,5		2,5		2,5	
Densidad del material	2,7		2,7		2,7	
Altura de ola cálculo (Hs)	2,4	m	4,8	m	4,8	m
Kd	4		4		4	
α	0,380506377	rad	0,380506377	rad	0,380506377	rad
FÓRMULA DE HUDSON	0,90	t	7,17	t	7,17	t

Tabla 2: Características de la escollera del manto principal

El dique norte, es un dique que está actualmente en servicio, como contradique, el cual , modificando alguna característica del mismo se utilizará para el actual proyecto . Aunque según la expresión de Hudson nos proporciona un valor de escollera de 0,9 t , se va a tomar como referencia la actual de **3t.** El dique este y contradique se va a dimensionar con una escollera de peso **7t,** que es el peso máximo que ofrecen las canteras de la zona.

Por tanto, a efectos de dimensionamiento se considera los siguientes pesos de escollera:

Dique	Peso(t)
Norte	3
Este	7

Tabla 3: Peso de la escollera

3.1 DIQUE NORTE:

Dado que se disponen dos capas de bloques , el espesor del manto principal resulta ser de :

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{3}{2,7}} = 2,08\,m$$

Con estos cálculos, sabemos que el manto principal estará constituido de elementos de escollera en dos capas de 3 t por unidad y de espesor resultante de 2,08 m.

Primera capa del Manto Secundario:

Los elementos de la primera capa del manto secundario se disponen con un peso obtenido de aplicar la siguiente relación con el peso de los elementos dispuestos en el Manto Principal, de tal forma que :

$$W1 = \frac{W}{10} = \frac{3}{10} = 0,3\,t$$

Se dispondrán elementos con un peso unitario mínimo de 0,3 t .Al disponerse también en dos capas , el espesor resultante será:

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{0,3}{2,7}} = 0,97 \approx 1m$$

Segunda capa del Manto Secundario:

El peso de los elementos de la segunda capa del Manto secundario , se obtiene igual que en el primer caso , siguiendo una relación con el peso de las unidades dispuestas en el Manto Principal, en esta capa se toma la siguiente relación:

$$W2 = \frac{W}{200} = \frac{3}{200} = 0{,}015\ t$$

Se dispondrán elementos con un peso unitario de 15 Kg . Al disponerse también en dos capas el espesor resultante será:

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{0{,}015}{2{,}7}} = 0{,}354 \approx 0{,}36m$$

Núcleo:

La relación establecida para los elementos que constituyen el Núcleo es la siguiente:

$$\frac{W}{4000} < Wn < \frac{W}{200}$$

Por lo que se dispondrán elementos cuyo peso esté comprendido entre 0,76Kg y 15,35 Kg por todo uno de cantera o escollera sin clasificar.

3.2 DIQUE ESTE Y CONTRADIQUE:

Dado que se disponen dos capas de bloques , el espesor del manto principal resulta ser de :

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{7}{2{,}7}} = 2{,}74m \ \approx 3\ m$$

Con estos cálculos, sabemos que el manto principal estará constituido de elementos de escollera en dos capas de 7 t por unidad y de espesor resultante de 3 m.

Primera capa del Manto Secundario:

Los elementos de la primera capa del manto secundario se disponen con un peso obtenido de aplicar la siguiente relación con el peso de los elementos dispuestos en el Manto Principal, de tal forma que :

$$W1 = \frac{7}{10} = \frac{7}{10} = 0{,}7\ t$$

Se dispondrán elementos con un peso unitario mínimo de 0,7 t .Al disponerse también en dos capas , el espesor resultante será:

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{0{,}7}{2{,}7}} = 1{,}27 \approx 1{,}5\ m$$

Segunda capa del Manto Secundario:

El peso de los elementos de la segunda capa del Manto secundario , se obtiene igual que en el primer caso , siguiendo una relación con el peso de las unidades dispuestas en el Manto Principal, En esta capa se toma la siguiente relación:

$$W2 = \frac{W}{200} = \frac{7}{200} = 0{,}035\ t$$

Se dispondrán elementos con un peso unitario de 35 Kg . Al disponerse también en dos capas el espesor resultante será:

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{0{,}035}{2{,}7}} = 0{,}46 \approx 0{,}5m$$

Núcleo:

La relación establecida para los elementos que constituyen el Núcleo es la siguiente:

$$\frac{W}{4000} < Wn < \frac{W}{200}$$

Por lo que se dispondrán elementos cuyo peso esté comprendido entre 1,75 Kg y 35 Kg por todo uno de cantera o escollera sin clasificar.

3.3 SECCIÓN EN CURVA:

El dique Este a la altura de la bocana y el contradique en el mismo punto , está sometido a oleaje oblicuo , por lo que hay que estudiar con detenimiento esa zona , ya que estará sometida a un oleaje de mayor intensidad. Por ello , y según criterios de diversos autores , se opta por aumentar el peso de los elemento de esa zona en un 50 % respecto de los obtenidos por el manto principal

W_c= 3*0,5+3=4,5 t

Espesor en esta zona del manto principal será:

$$e = 2\times\sqrt[3]{\frac{4,5}{2,7}} = 2,37 \approx 3\ m$$

4. COTA DE CORONACIÓN

Según bibliografía consultada la coronación del espaldón es recomendable disponerla a una cota de 1,5 veces la altura de la ola (Hs) , sobre el nivel medio del mar.

Por su parte la coronación del manto de escollera es recomendable establecerla a una cota de 0,75 veces la altura de la ola de cálculo utilizada , respecto al nivel de la bajamar.

Se obtienen las siguientes cotas de coronación:

Cota de Coronación		
Dique	Espaldón	Escollera
Norte	3,8	2,8
Este	8,5	3,2
Contradique	8,5	3,2

Tabla 4: Cotas de coronación

Se debe considerar que la cota de coronación del núcleo se sitúe 1m por encima del nivel medio del mar para garantizar la puesta en obra vía terrestre , y la movilidad sobre el mismo

5. CÁLCULO DEL ESPALDÓN

Se establece la siguiente sección para el espaldón a disponer en la obra de abrigo:

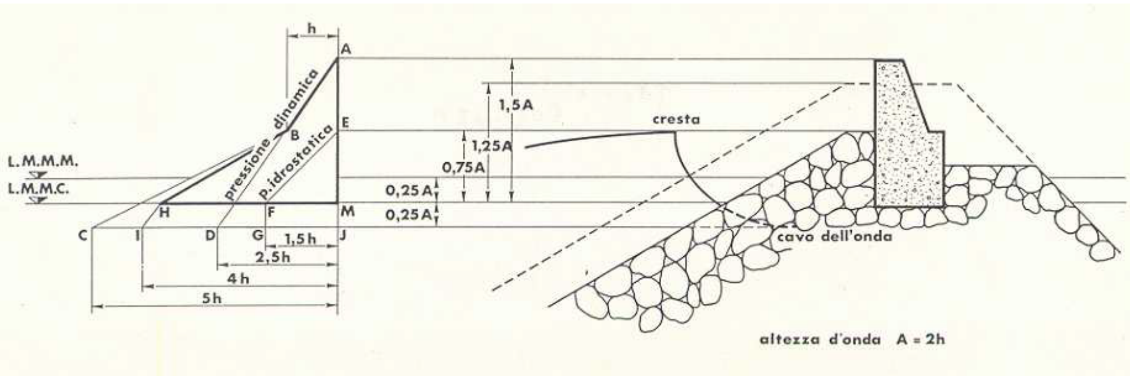


Imagen 1: Sección del espaldón

Para comprobar el correcto funcionamiento de la sección propuesta, esta será comprobada al deslizamiento y al vuelco, y para posibles fallos de la obra de abrigo se determinaran así mismo las tensiones que transmite sobre la escollera en el apoyo.

5.1 DIQUE NORTE

Empuje activo de la escollera exterior:

Para calcular el empuje activo de la escollera exterior se trabaja con la hipótesis de distribución triangular de presiones con valor nulo a la cota de enrase, alcanzando su valor máximo al pie del espaldón. La situación mas desfavorable es la de escollera saturada empujando sobre la pared del espaldón, que podemos obtener con la siguiente expresión de la página siguiente :

$$P_a = K_a . sen(\alpha - \delta) . \gamma_{sat} . h$$

con:

$$K_a = \frac{sen^2\,(\alpha + \phi)}{sen^2\,(\alpha) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta) * sen(\phi - \beta)}{sen(\alpha - \delta) * sen(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

Ka : Coeficiente de empuje al reposo

α : Angulo del trasdos de la estructura con la horizontal en grados, aquí tenemos α= 90°

δ : Angulo de rozamiento entre el hormigón y la escollera en grados. Se desprecia el rozamiento entre el espaldón y la escollera, quedando del lado de la seguridad, aquí tenemos δ = 0°

φ : Angulo de rozamiento interno de la escollera en grados, φ = 40°

β : Angulo de la superficie de la escollera con la horizontal en grados, β = 0°

γsat : Densidad saturada de la escollera en t/m3, considerando una densidad del agua marina de 1,035 t/m3, una densidad de la escollera de 2,7 t/m3 y un índice de huecos e = 0,4

Así obtenemos :

$$\gamma\text{sat}=\frac{\gamma s+e.\gamma w}{1+e}=\frac{2,7+0,4.1,035}{1+0,4}=2,224$$

Por lo tanto , se obtiene

Ka=0,213

h=espesor de la capa de escollera=2,1 m

$$P_a=K_a.sen(\alpha-\delta).\gamma_{sat}.h$$

- $Pa=k_a*sen(\alpha-\delta)*\gamma_{sat}*h=0{,}213*sen90*2.1*9{,}8*2{,}224=$ $9{,}75\ Kpa$

- Fh= 1/2* Pa*h=1/2*9,75*2,1=**10,23 Kn/m**

- Mv=Fh*1/3*h= 10,23*1/3*2,1=**7,1 kn.m/m**

Empuje Pasivo:

Este es el efecto contrario de empuje del muro de coronación sobre la escollera de la zona interna del contradique .

En este caso no lo tenemos en cuenta , porque es una fuerza favorable a la resistencia de la estructura de valor despreciable.

Peso Propio:

La carga permanente, depende directamente de la geometría que establezcamos en el predimensionamiento .Durante el proceso de dimensionamiento estas características geométricas podrían modificarse para que se cumplan las condiciones de estabilidad.

Se considera un espaldón de hormigón en masa con una densidad de 2,3 t/m3.La superficie de la sección , su peso por metro lineal y su brazo estabilizador serán respectivamente.

- Superficie = 5,55 m2
- Peso Propio= 2.3*9,8*5,55=125,1 kn/m
- Posición cdg respecto al punto base de extremo izquierdo= 1,83 m

- **Fv=125,1 Kn/m**

- **Me=229 Kn.m/m**

Presiones:

Para obtener la solicitación correspondiente a las presiones producidas por el impacto de las olas , se acepta que se produce previamente la rotura de las olas , al impactar contra las obras de abrigo, y de esta forma se puede aplicar la siguiente expresión que establece la máxima velocidad horizontal de la cresta:

$$V_h = C = \sqrt{g.h}$$

La altura representativa de la presión de la cresta se obtiene con la fórmula siguiente:

$$EB = 2.\frac{V_h^2}{2.g} = h$$

La velocidad horizontal de la caída de las moléculas de las cresta al seno es:

$$Vv = \sqrt{{V_h}^2 + {V_v}^2} = \sqrt{g.h + 4.g.h} = \sqrt{5.g.h}$$

La altura representativa de la presión, sería en este caso:

$$JC = 2.\frac{V^2}{2.g} = 5.g$$

Se puede admitir que la presencia de la escollera reduce la presión a la mitad , en cuyo caso la ley de presiones sobre el espaldón será ABD, y si le añadimos las presiones de paso por exceso , la ley de presiones será ABHI.

Con lo que se basa en el esquema de arriba y obtenemos:

$$F_h = \frac{1}{2}.2{,}5.h.1{,}5.2.h + \frac{1}{2}.1{,}5.h.0{,}75.2.h = (3{,}75 + 1{,}125).h^2 = 4{,}875.h^2$$

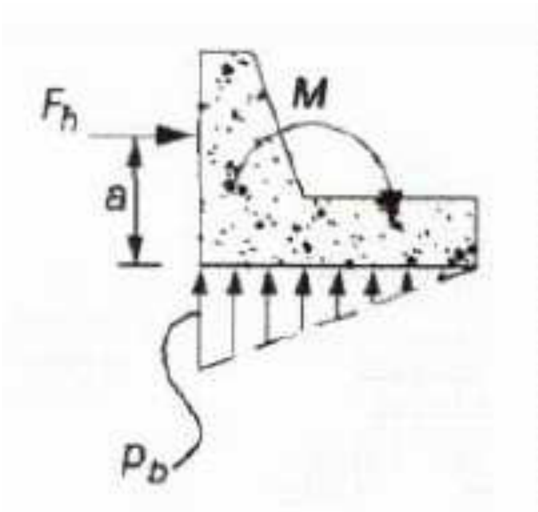
$$a = \left(3{,}75.\,h^2.\frac{1}{3}.\,0{,}75.2.\,h + 1{,}125.\,h^2.\frac{1}{3}.\,1{,}5.2.\,h\right).\frac{1}{4.875.\,h^2}$$
$$= (1{,}875 + 1{,}125).\,h^3.\frac{1}{4.875.\,h^2} = 0{,}615.\,h$$

Se considera h= 2m

Fh= 4,87*(2)²=19,48 Kn/m
a= 0,625(2) =1,25 m
Mv=24,35 kn.m/

Subpresiones:

Para el cálculo de las subpresiones utilizaremos la expresión establecida por Pedersen en 1996 , en la que se establece , que la subpresión generada sigue una distribución triangular bajo el espaldón como lo vemos en el esquema siguiente :



Según *Pedersen* el valor máximo de presión se puede calcular con la siguiente expresión:

$$P_b = A.\,Pm$$

Donde:
Se considera una altura H de 4,8 m , considerando presión en caso de rebase.
A:(4.h-2,5h)/2,5h=0,6 ,
Pm=1,037 9,81*0,75*H= 7,63*4,8=36 ,63 Kpa

Con lo que se obtiene:

Pb= 22 Kpa, Fv=34,1 Kn/m , Mv= 35,23 kn.m

5.2 DIQUE ESTE Y CONTRADIQUE :

Empuje activo de la escollera exterior:

Para calcular el empuje activo de la escollera exterior se trabaja con la hipótesis de distribución triangular de presiones con valor nulo a la cota de enrase, alcanzando su valor máximo al pie del espaldón. La situación mas desfavorable es la de escollera saturada empujando sobre la pared del espaldón, que podemos obtener con la siguiente expresión de la página siguiente :

$$P_a = K_a . sen(\alpha - \delta) . \gamma_{sat} . h$$

con:

$$K_a = \frac{sen^2\ (\alpha + \phi)}{sen^2\ (\alpha) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta) * sen(\phi - \beta)}{sen(\alpha - \delta) * sen(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

Ka : Coeficiente de empuje al reposo

α : Angulo del trasdos de la estructura con la horizontal en grados, aquí tenemos α = 90°

δ : Angulo de rozamiento entre el hormigón y la escollera en grados. Se desprecia el rozamiento entre el espaldón y la escollera, quedando del lado de la seguridad, aquí tenemos δ = 0°

φ : Angulo de rozamiento interno de la escollera en grados, φ = 40°

β : Angulo de la superficie de la escollera con la horizontal en grados, β = 0°

γsat : Densidad saturada de la escollera en t/m3, considerando una densidad del agua marina de 1,035 t/m3, una densidad de la escollera de 2,7 t/m3 y un índice de huecos e = 0,4

Así obtenemos :

$$\gamma sat = \frac{\gamma s + e . \gamma w}{1 + e} = \frac{2{,}7 + 0{,}4 . 1{,}035}{1 + 0{,}4} = 2{,}224$$

Por lo tanto , se obtiene:

Ka=0,213

h=espesor de la capa de escollera=3 m

$$P_a = K_a . sen(\alpha - \delta) . \gamma_{sat} . h$$

- $Pa = k_a * sen(\alpha - \delta) * \gamma_{sat} * h = 0{,}213 * sen90 * 3 * 9{,}8 * 2{,}224 = 13{,}15\ Kpa$
- Fh= 1/2* Pa*h=1/2 * 13,15 * 3=**19,72 Kn/m**
- Mv=Fh*1/3*h= 19,72 * 1/3 * 3=**19,72 kn.m/m**

Peso Propio

La carga permanente, depende directamente de la geometría que establezcamos en el predimensionamiento .Durante el proceso de dimensionamiento estas características geométricas podrían modificarse para que se cumplan las condiciones de estabilidad.

Se considera un espaldón de hormigón en masa con una densidad de 2,3 t/m3.La superficie de la sección , su peso por metro lineal y su brazo estabilizador serán respectivamente.

- Superficie = 24,63 m2
- Peso Propio= 2.3*9,8*24,63 =555 ,05 kn/m
- Posición cdg respecto al punto base de extremo izquierdo= 3,81 m

- **Fv= 555,05 Kn/m**
- **Me=2114,75 Kn.m/m**

Presiones:

Para obtener la solicitación correspondiente a las presiones producidas por el impacto de las olas , se acepta que se produce previamente la rotura de las olas , al impactar contra las obras de abrigo, y de esta forma se puede aplicar la siguiente expresión que establece la máxima velocidad horizontal de la cresta:

$$V_h = C = \sqrt{g.h}$$

La altura representativa de la presión de la cresta se obtiene con la fórmula siguiente:

$$EB = 2.\frac{V_h^2}{2.g} = h$$

La velocidad horizontal de la caída de las moléculas de las cresta al seno es:

$$Vv = \sqrt{{V_h}^2 + {V_v}^2} = \sqrt{g.h + 4.g.h} = \sqrt{5.g.h}$$

La altura representativa de la presión, sería en este caso:

$$JC = 2.\frac{V^2}{2.g} = 5.g$$

Se puede admitir que la presencia de la escollera reduce la presión a la mitad , en cuyo caso la ley de presiones sobre el espaldón será ABD, y si le añadimos las presiones de paso por exceso , la ley de presiones será ABHI.

Con lo que se basa en el esquema de arriba y obtenemos:

$$F_h = \frac{1}{2}.2{,}5.h.1{,}5.2.h + \frac{1}{2}.1{,}5.h.0{,}75.2.h = (3{,}75 + 1{,}125).h^2 = 4{,}875.h^2$$

$$a = \left(3{,}75.h^2.\frac{1}{3}.0{,}75.2.h + 1{,}125.h^2.\frac{1}{3}.1{,}5.2.h\right).\frac{1}{4.875.h^2}$$
$$= (1{,}875 + 1{,}125).h^3.\frac{1}{4.875.h^2} = 0{,}615.h$$

Donde h es la profundidad media , es de 5m

Fh= 4,87*(5)^2=121,9 Kn/m
a= 0,625(5) =3,125 m
Mv= 380,085 Kn.m

Subpresiones

Para el cálculo de las subpresiones utilizaremos la expresión establecida por Pedersen en 1996 , en la que se establece , que la subpresion generada sigue una distribución triangular bajo el espaldón como lo vemos en el esquema siguiente :

Según *Pedersen* el valor máximo de presión se puede calcular con la siguiente expresión:

$$P_b = A.Pm$$

Donde:
Se supone una altura h= 2*Hs = 9,6m , considerando la posibilidad de rebase
A:(4.h-2,5h)/2,5h=0,6
Pm=1,037 9,81*0,75*H= 7,63*9,6= 73 ,25 Kpa

Pb= 44 Kpa, Fv= 132 Kn/m , Mv= 264 kn.m

Una vez obtenida cada una de las solicitaciones podemos realizar las comprobaciones oportunas. Las solicitaciones obtenidas son:

	Dique			
	Norte		Este y contradique	
Acciones	Fuerza (kn)	Momento (kn.m)	Fuerza (kn)	Momento (kn.m)
Empuje Activo	10,23	7,1	19,72	19,72
Peso Propio	125,1	229	555	2114,75
Presión oleaje	19,48	24,35	121,9	381
Subpresión	34,1	35,23	132	264

Tabla 5: Solicitaciones según dique

6. COMPROBACIONES

6.1 COMPROBACIÓN FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Se realiza a continuación la comprobación del espaldón al deslizamiento del mismo. El coeficiente de seguridad que se obtiene debe ser superior a **1,5**

Utilizando un coeficiente de rozamiento de 0,5 y aplicando la expresión siguiente:

$$C_{SD} = \frac{\mu . V}{H}$$

6.2 COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO:

Para la comprobación frente al vuelco hay que verificar que el coeficiente de seguridad es superior a **2**

Para el cálculo utilizaremos la siguiente expresión :$C_{Sv} = \frac{M_E}{M_V}$

6.3 COMPROBACIÓN DE TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO

Se comprueban a continuación las tensiones transmitidas al terreno en la base del espaldón. A falta de un estudio geotécnico más detallado se toman los siguientes valores como límites a cumplir:

- Limitación de tensión máxima: $\sigma_{max} < 0{,}3\ Mpa$
- No se produzcan tensiones :$\sigma_{min} > 0\ Mpa$

Para obtener las tensiones transmitidas al terreno lo primero que hemos de determinar es el *punto de paso de la resultante ,* que calculamos:

dx= $\frac{Me-Mv}{V}$

Con este valor obtenemos una excentricidad : $e_x = \frac{b}{2} - dx$

Las tensiones máxima y mínima la podemos determinar con la siguiente expresión , ya que se cumple que dx >b/3

$$\sigma = \frac{V}{b} \pm 6.\frac{V.e_x}{b^2}$$

Donde:
b: Ancho de la sección de apoyo=6m
V= Resultante vertical de las fuerzas
e_x= Excentricidad determinada anteriormente

Los valores máximos y mínimos de tensión que obtenemos son los siguientes:

Se recoge en una tabla los resultados :

	Norte	Este
CSD	1,531470885	1,792119757
CSV	3,434313137	3,181414731
Tensiones máximas (kpa)	30,72625	173,63625
Tensiones mínimas (kpa)	14,775	37,86375

Tabla 6: Valores máximos y mínimos de tensión en el terreno

Se puede observar que en ambos casos y para las tres comprobaciones **cumple**.

NOTA: No se ha podido realizar comprobaciones de estabilidad global ni otros cálculos dado que, no se dispone de un estudio geotécnico. En el caso de realizarse el proyecto seria conveniente rehacer estos cálculos a la luz de los datos disponibles.