



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Anejo 13

Muelles: Estudio de soluciones y dimensionamiento.

**Proyecto de Ampliación Norte del Puerto Deportivo de Las
Casas de Alcanar, Tarragona.**

Autor: Virginia Zurdo Perlado

Tutor: Joaquín Catalá Alís

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

4º Curso, Junio de 2014

Anejo 13/23



Índice

1. Estudio de soluciones.....	Pg 3
1.1. Tipologías de diques.....	Pg 3
1.1.1. Muelles tipo abierto o plataforma.....	Pg 3
1.1.1.1. Muelles abiertos con pilotes.....	Pg 3
1.1.1.2. Muelles abiertos con pilas.....	Pg 5
1.1.2. Muelles de contención con paramento vertical.....	Pg 6
1.1.2.1. Estructuras de gravedad.....	Pg 7
1.1.2.2. Estructuras de pantalla.....	Pg 9
1.1.3. Muelles mixtos.....	Pg 10
1.2. Solución adoptada.....	Pg 10
1.2.1. Criterios a estudiar.....	Pg 10
1.2.2. Elección del tipo de muelle.....	Pg 13
2. Dimensionamiento.....	Pg 14
2.1. Características del terreno.....	Pg 14
2.2. Características de los materiales.....	Pg 17
2.3. Características del cajón.....	Pg 18
2.4. Comprobaciones a 7 metros de profundidad. Primera hipótesis.....	Pg 19
2.5. Comprobaciones a 7 metros con sobrecarga de uso.....	Pg 22
2.6. Comprobaciones a 7 metros de profundidad. Segunda hipótesis.....	Pg 28
2.7. Comprobaciones a 3.5 metros de profundidad. Primera hipótesis.....	Pg 35
2.8. Comprobaciones a 3.5 metros con sobrecarga de uso.....	Pg 38
2.9. Comprobaciones a 3.5 metros de profundidad. Segunda hipótesis.....	Pg 44
2.10. Conclusiones.....	Pg 51



1. Estudio de soluciones

1.1. Tipologías de muelles

Existen diferentes tipos de muelles según diversas clasificaciones. Respecto al modo de contener las tierras del trasdós vamos a diferenciar fundamentalmente dos tipos:

- Muelles abiertos o plataforma: donde el terreno forma un talud estable y se construye una estructura hasta la línea de atraque.
- Muelles de contención con paramento vertical: donde la pantalla o el muro sostiene al terreno.
- Muelles mixtos: son una mezcla de los dos tipos anteriormente explicados.

1.1.1. Muelles de tipo abierto o plataforma

En general van a tratar de un tablero de hormigón sujeto al terreno mediante pilotes. Este tablero va a estar sobre un talud de terreno estable y unirá la cota de coronación del muelle hasta la línea de atraque de los barcos. El espesor de este tablero dependerá de las características del terreno natural, del relleno y de la inclinación del talud.

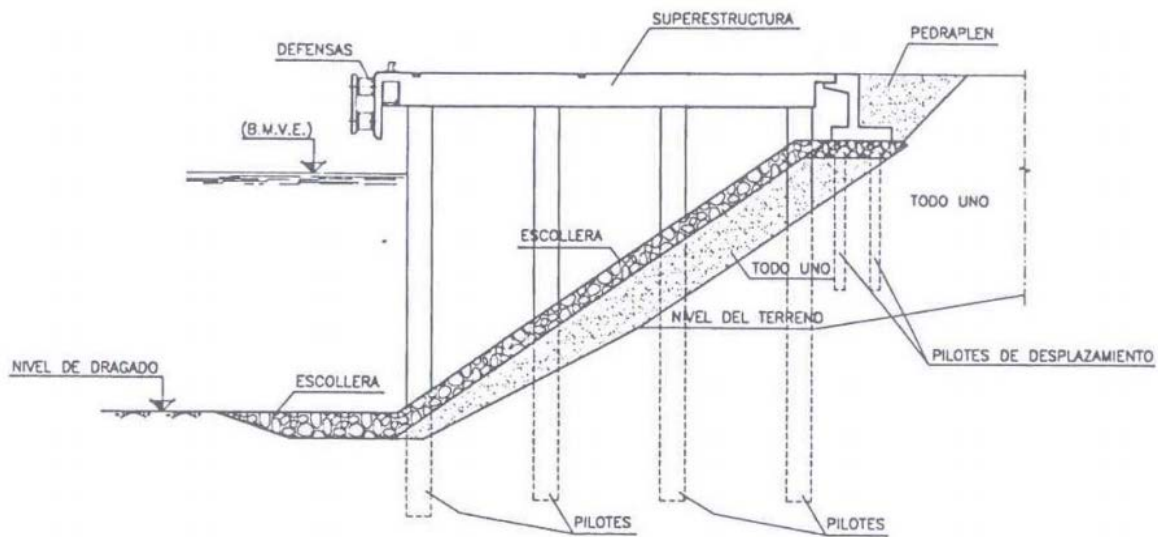
Este tipo de muelles se relaciona fundamentalmente con los muelles de pilotes pero también pueden ser de pila.

1.1.1.1. Muelles abiertos con pilotes

Los vamos a clasificar según la forma en que la estructura va a recibir las cargas exteriores. Diferenciamos dos tipos:

Con todos los pilotes verticales

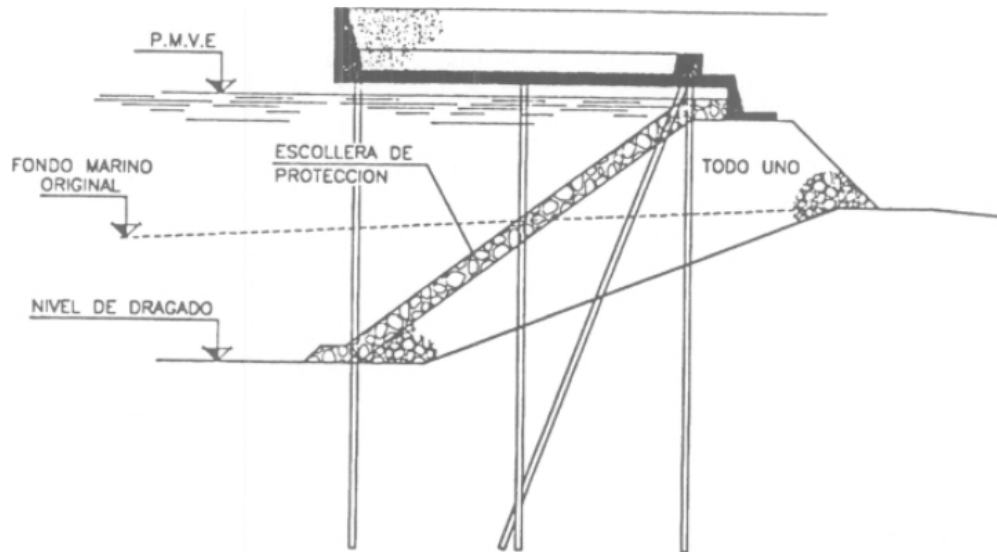
En este caso, todas las cargas (horizontales y verticales) se transmiten al terreno por compresión y esfuerzo cortante. La rigidez de la estructura dependerá de la profundidad de hincado de los pilotes, del terreno y de los propios pilotes.



Con todos o algunos pilotes inclinados

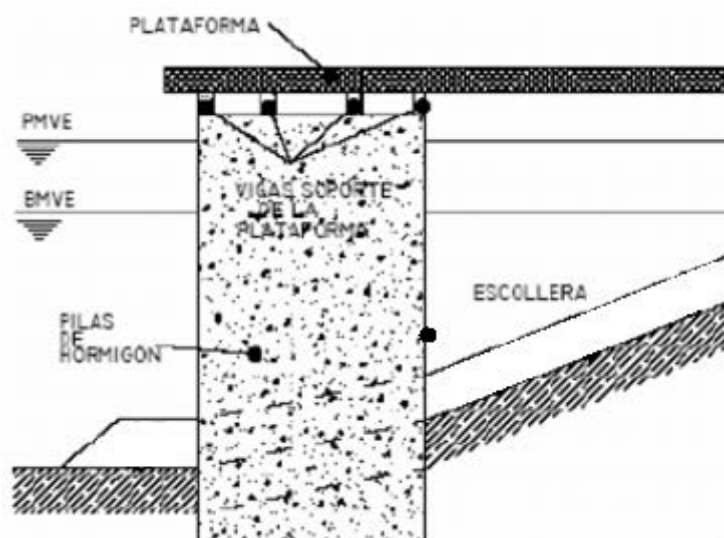
En este caso, para evitar que los pilotes trabajen a cortante como en los pilotes verticales, se inclinan todos o algunos de ellos absorbiendo así los esfuerzos horizontales (como los provocados por el atraque y amarre), provocando compresiones y tracciones en los pilotes que están inclinados. Hay que tener cuidado con las tracciones en los pilotes, ya que no deben ser elevadas o incluso no existir. Por ello, se suele contrarrestar esta situación construyendo el tablero algo más bajo a la cota de coronación y rellenando hasta esa cota con relleno, provocando así un peso adicional y ayudando a los pilotes a que estén en compresión.

Este tipo de estructuras son más caras y más rígidas que las de pilotes verticales.



1.1.1.2. Muelles abiertos con pilas

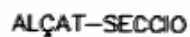
La estructura se apoya sobre pilas de planta rectangular y, en general, perpendicular al cantil. Sobre las pilas se van a disponer vigas biapoyadas sobre las cuales se construirá posteriormente la plataforma.



Muelles tipo claraboya

Technical drawing of a cross-section of a pier (SECCIO TRANSVERSAL). The drawing includes the following dimensions and labels:

- Dimensions:**
 - 4.50 AMPLIACIO
 - 5.15 MOLL-PASSIG
 - 7.55 CALÇADA
 - Vertical levels: +0.50-1.10, ±0.00, +0.70-1.00, +1.22-1.65
 - Horizontal level: 3.75-4.755
 - Vertical distance: 1.00
 - Vertical distance: 4.00
 - Vertical distance: VAR
- Structural Details and Labels:**
 - ENRASAMENT DE FORMIGÓ
 - FANG
 - FERM
 - ESCOULLERA ACTUAL A RETIRAR
 - TACÓ DE FORMIGÓ PER A REFORÇ I PROTECCIÓ MOLL ACTUAL
 - ESCOULLERA 200-500 Kg.
 - DRAGATGE FINS AL FERM
- Orientation:**
 - Y (vertical axis)
 - X (horizontal axis)





1.1.2. Muelles de contención con paramento vertical

En este tipo de muelles existe un paramento vertical que es continuo desde el calado del muelle hasta la cota de coronación. Podemos encontrar dos subgrupos: estructuras de gravedad y estructuras de pantalla.

1.1.2.1. Estructuras de gravedad

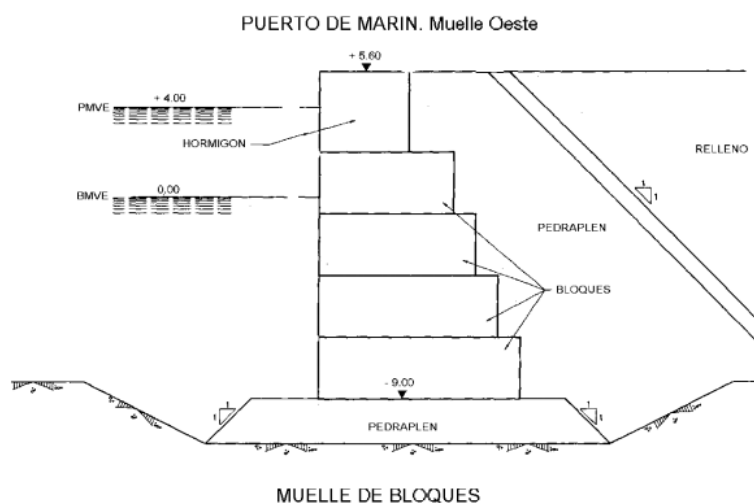
Estas estructuras trabajan conteniendo al terreno por su propio peso.

a) Muelle de bloques

Se compone de una serie de bloques prefabricados de hormigón sumergidos en el agua hasta una cota en la que sea posible el posterior hormigonado de la superestructura. La cimentación consistirá en una plataforma de escollera (de 20 a 50 Kg) o en un enrase de sacos de hormigón si el terreno natural del que disponemos es roca. Además, para este tipo de muelles el terreno debe tener buena capacidad portante.

Los bloques se harán lo más grandes posibles debido a que su colocación es la parte más complicada, reduciendo así el número de operaciones. Para solventar la limitación de izado por el peso, estos bloques se pueden hacer huecos y rellenarlos a posteriori con hormigón o grava.

El trasdós del muelle se suele rellenar con un pedraplén o “todo en uno” de buena calidad para evitar fugas del relleno por las juntas y evitar grandes diferencias del nivel hidrostático.



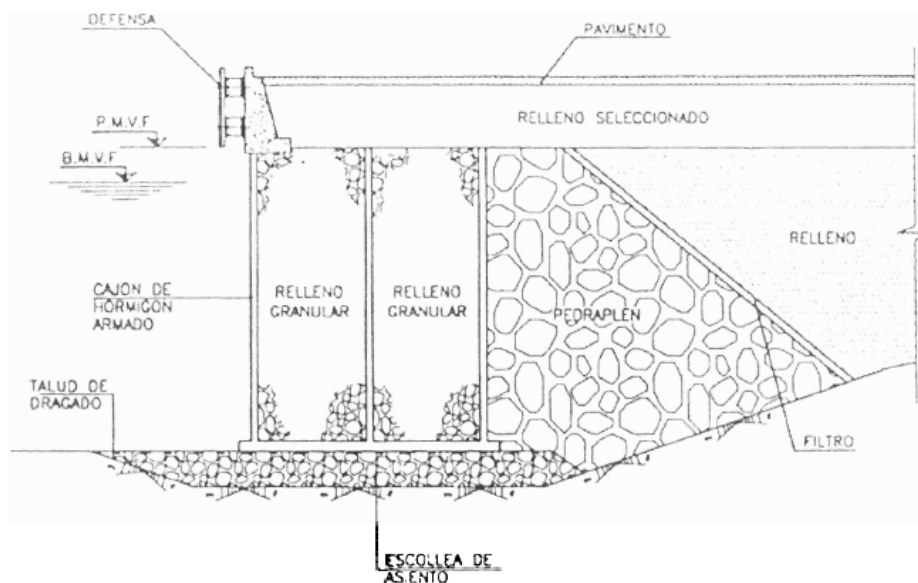


b) Muelle de cajones

Esta variante de muelles está compuesta por cajones flotantes de grandes dimensiones. Estos cajones son prefabricados y al estar provistos por grandes huecos pueden flotar, pudiendo así movilizarlos hasta su posición definitiva.

La forma de estos cajones suele ser prismática con celdas de diferentes secciones (cuadradas, circulares, hexagonales) que, una vez situados en su emplazamiento definitivo, se rellenan de materiales granulares, hormigón pobre o agua hasta conseguir la estabilidad requerida.

La cimentación se realizará sobre un terreno natural de capacidad portante aceptable y consistirá en un lecho de escollera enrasada. En su trasdós, puede colocarse un pedraplén.



c) Muelles ejecutados “in situ”

El procedimiento de construcción se realiza bajo el agua casi en su totalidad con hormigón sumergido. Suele estar recomendado para muelles pequeños o medianos sobre terreno resistente. Por dificultades de encofrado, normalmente se eligen secciones rectangulares.



1.1.2.2. Estructuras de pantalla

Este tipo de muelles trabajan conteniendo el terreno por su empotramiento en el fondo y con la ayuda de elementos auxiliares como tirantes de anclaje en la parte superior.

Estas pantallas están recomendadas para el aumento del calado en muelles ya existentes y cuando el suelo donde se van a hincar sea de tipo granular con densidades relativas densas o medias.

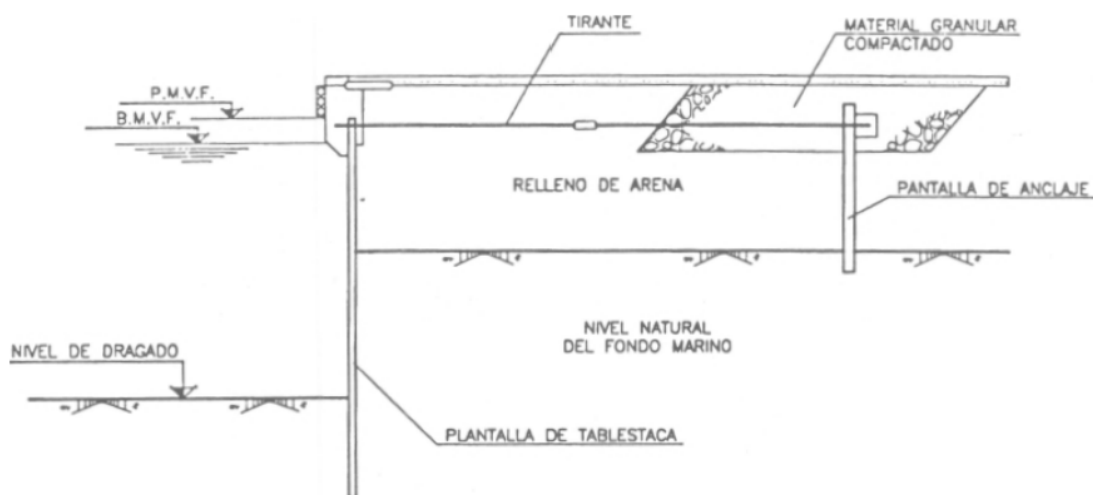
Para poder construir esta solución, es necesario realizar un estudio sobre la posibilidad de la hinca en el terreno existente.

Además, estos muelles pantalla pueden ser de tablestacas, muelles pantalla de hormigón o muelles pantalla de pilotes.

a) Pantallas ancladas en el trasdós

Consiste en una pantalla de tablestacas u hormigón que soporta los esfuerzos del terreno mediante flexión, estando sujeta por al terreno en su parte inferior y en la parte superior por unos tirantes.

Las cargas del tirante se transmiten al trasdós de la pantalla por placas de hormigón, tablestacas cortas o pilotes inclinados que trabajan a tracción y compresión.

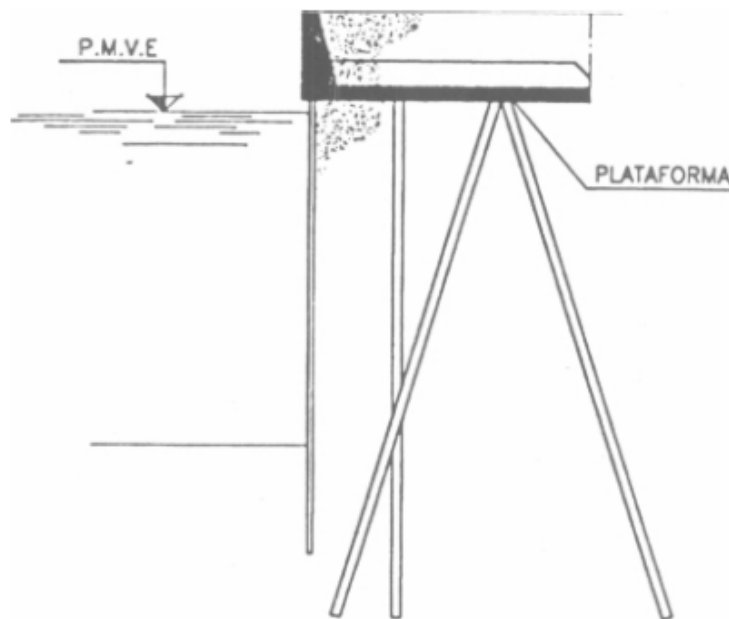




b) Pantallas con plataforma de descarga

Son utilizados cuando el muelle es de una altura importante o cuando el terreno existente situado en el trasdós es de mala calidad.

La plataforma se construye lo más bajo posible para intentar reducir los esfuerzos soportados por la pantalla y con un ancho suficiente para que corte el plano de rotura del suelo.



1.1.3. Muelles mixtos

Estos muelles son una mezcla de los dos tipos anteriormente explicados, los de paramento vertical y los muelles abiertos. Consiguen la estabilidad necesaria gracias a la combinación de pilas o pilotes con muros de contención y pantallas.

Los tipos principales son los de pilas con pantallas y pilas con muro de contención.

1.2. Elección del tipo de muelle

1.2.1. Criterios a estudiar

Una vez recogidos todos los datos necesarios para el proyecto, se deben estudiar y diseñar una solución que cumpla todos los requisitos, dentro de unas condiciones de



coste y seguridad. Se deberá analizar todos los aspectos que puedan influir en la elección de la solución. A continuación, se nombran algunos.

Naturaleza del suelo

En muchas ocasiones la elección del tipo de estructura está subordinada a la calidad que tiene el terreno de cimentación.

A grandes rasgos se pueden definir tres tipos distintos de terreno, aunque en cada caso será necesario realizar estudios específicos.

- Grupo 1: Terreno incompresible y compacto (roca). También puede incluirse la roca que esté cubierta por un estrato compresible de poco espesor.
- Grupo 2: Terreno poco deformable formado por arenas y gravas principalmente.
- Grupo 3: Terreno muy deformable, formado por arcillas, arenas fangosas, fangos, etc.

Las estructuras de gravedad están indicadas para los terrenos pertenecientes al grupo 1 y 2 y están contraindicadas para el grupo 3, ya sea por limitaciones de estabilidad general o por asentos.

Las estructuras de paramento vertical tipo pantalla, están indicadas fundamentalmente para terrenos pertenecientes al grupo 2, obteniendo buenas soluciones en términos económicos. También podrían utilizarse en el grupo 1 de terreno, aunque haría falta excavar en roca para poder sujetar las tablestacas por su pie.

Las estructuras abiertas y pilotadas pueden utilizarse en cualquier clase de terreno. Para los terrenos de los grupos 1 y 2 pueden competir con las soluciones de gravedad, desde un punto de vista de costes en el proceso de construcción, a partir de calados importantes (del orden de 20 m). Para el grupo 3 resulta prácticamente la única solución posible, ya que se evitan asentos en mayor medida.

Calados naturales existentes.

Se diferenciarán dos casos, cuando el fondo marino se encuentre más alto que el calado necesitado para el muelle o el caso contrario, cuando los calados existentes son mayores que los necesitados para el atraque. En el primer caso una solución con paramento



vertical de tipo pantalla sería competente por el hecho de que su construcción se podría realizar incluso desde tierra y si el suelo existente cumple las características correspondientes, no sería necesario añadir otro relleno en el trasdós. En el segundo caso una solución adecuada sería una estructura tipo abierta con pilotes.

Disponibilidad de materiales de construcción.

Es un factor de mucho peso en el proceso de construcción, ya que hay que intentar elegir una solución donde los materiales predominantes estén al alcance del lugar de construcción.

A continuación se definen los materiales más utilizados por los distintos tipos de muelles.

- Muelles de bloques de hormigón. Los principales materiales son hormigón en masa para los bloques, pedraplén para el trasdós y hormigón armado o en masa para la superestructura.
- Muelles de paramento vertical contruidos con pantallas ancladas. Se utilizarán tablestacas de hormigón o metálicas para el paramento, acero en los tirantes, acero u hormigón para los anclajes y material de relleno granular en el trasdós.
- Muelles de paramento vertical con pantallas y plataforma de descarga. Se usarán tablestacas metálicas o de hormigón armado, hormigón armado para la plataforma. Los pilotes podrán ser de hormigón armado o pretensado o acero.
- Muelles de estructuras abiertas pilotadas. Los materiales serán hormigón armado, pretensado o "in situ" en el tablero, los pilotes para el tablero se utiliza hormigón armado, colocado "in situ" o pretensado. Los pilotes podrán ser de hormigón armado o pretensado o acero y se dispondrá de escollera como protección del talud del terreno.

Condicionantes hidráulicos.

Si hubiera problemas de agitación por reflexiones del oleaje, convendría producir la rotura de éste mediante soluciones abiertas.

Coste.



Hay que intentar conseguir el mínimo coste posible en la elección de la solución, teniendo en cuenta tanto el coste de construcción como el de mantenimiento a lo largo de la vida útil de la estructura. En construcciones marítimas, los costes de construcción tienen más peso que los de mantenimiento.

1.2.2. Elección del tipo de muelle

Teniendo en cuenta todos los criterios antes mencionados, vamos a elegir muelles de cajones flotantes por varios motivos.

- Nuestro terreno está formado por arenas y gravas principalmente, en ausencia de arcillas, por lo que será del grupo 2. Para estos terrenos está indicado el uso de estructuras de gravedad.
- Tenemos calados de hasta 7 metros, que esta tipología de muelles puede cubrir perfectamente.
- Los materiales utilizados (hormigón en masa y rellenos principalmente) se van a poder disponer fácilmente.



2. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los muelles vamos a realizar dos cálculos, uno con una profundidad de 7 metros, que es el calado máximo al que se encuentra el dique, y otro a 3,5 metros, profundidad que encontramos dentro de la dársena.

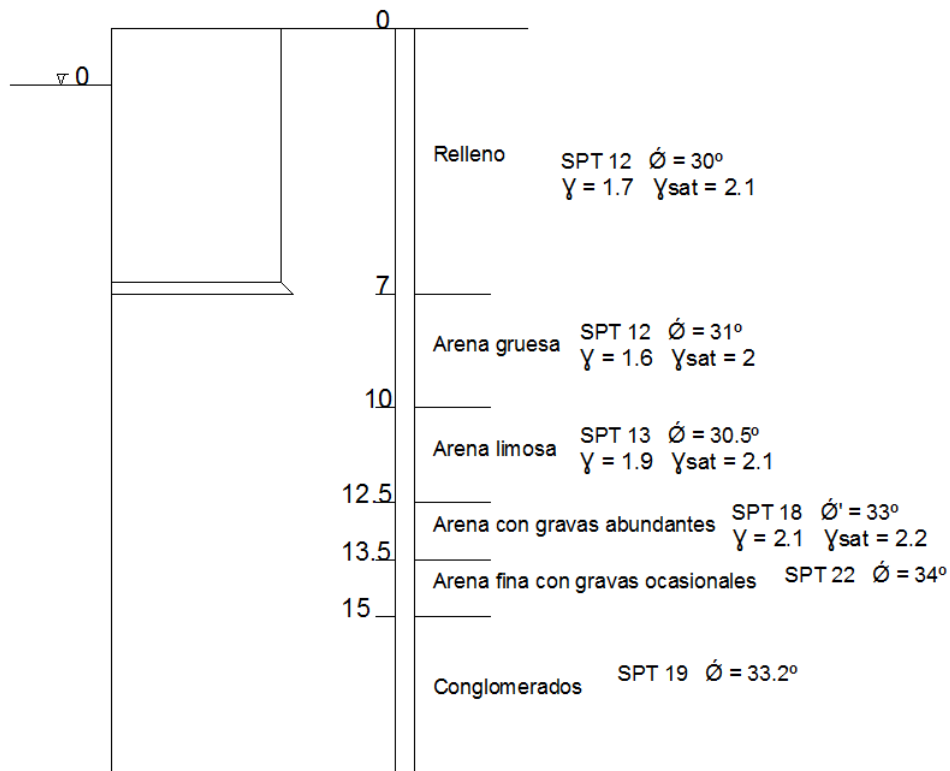
Dimensionaremos una sección tipo y haremos diferentes comprobaciones para ver si el muelle resiste. Las comprobaciones que haremos serán a deslizamiento, vuelco y hundimiento.

Hemos hecho dos hipótesis de cálculo para cada una de las hipótesis, una en que el cajón solo trabaja como sólido rígido, en la que hemos comprobado el deslizamiento, y otra en la que el cajón y el pedraplén trabajan como sólido rígido, en la que hemos realizado comprobaciones a deslizamiento vuelco y hundimiento.

2.1. Características del terreno

Al no disponer de ningún estudio geotécnico de la zona, hemos realizado un sondeo tipo basándonos en estudios de zonas cercanas.

El sondeo que hemos utilizado para estos cálculos es:



- Relleno

STP = 12

$\gamma = 1.7$

$\gamma_{sat} = 2$

$\phi' = 30^\circ$

- Arena gruesa

STP = 12

$\gamma = 1.6$

$\gamma_{sat} = 2$

$\phi' = 31^\circ$

- Arena limosa

STP = 13

$\gamma = 1.6$



$$\gamma_{sat} = 2$$

$$\phi' = 30.5^\circ$$

- Arena con gravas abundantes

$$STP = 18$$

$$\gamma = 1.6$$

$$\gamma_{sat} = 2$$

$$\phi' = 33^\circ$$

- Arena fina con gravas ocasionales

$$STP = 22$$

$$\phi' = 34^\circ$$

- Conglomerados

$$STP = 19$$

$$\phi' = 33.2^\circ$$

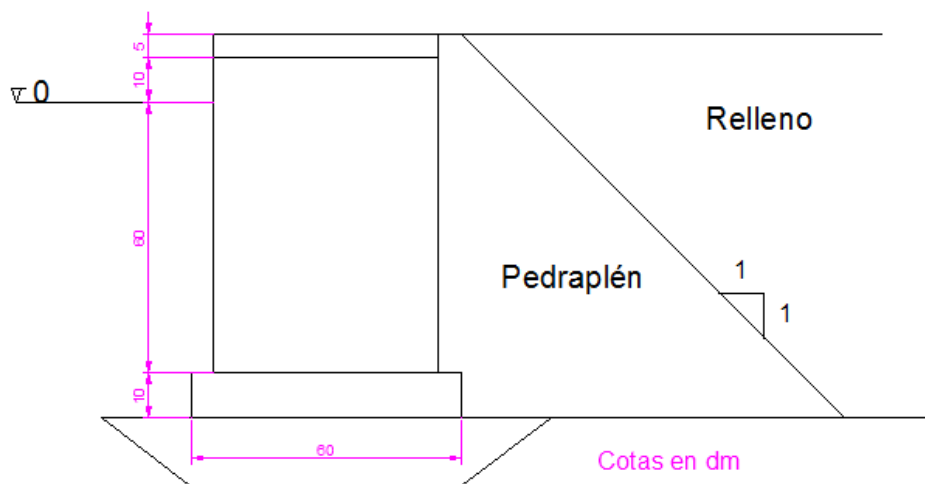


2.2. Características del cajón

Se trata de un muelle realizado por cajones de hormigón prefabricado que serán rellenos por material granular. En el trasdós se colocará un material de relleno y pedraplén.

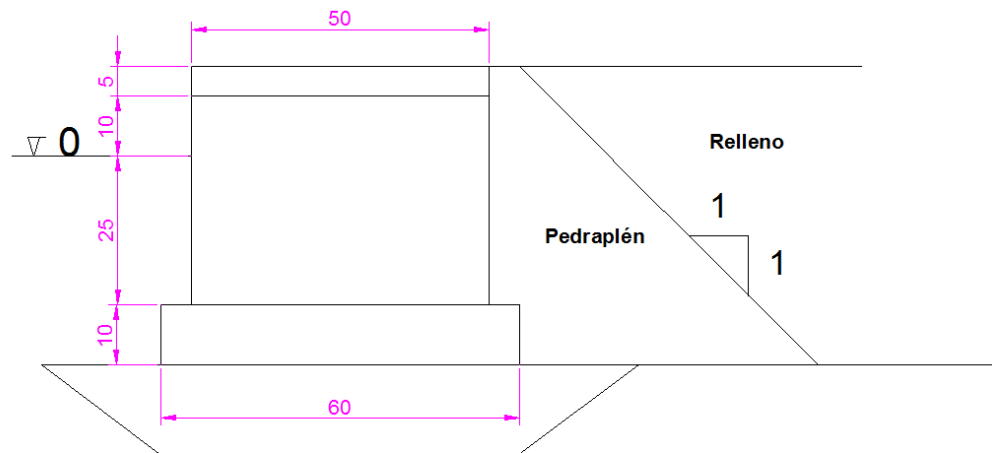
A profundidad de 7 metros

- Puntal: 8 metros
- Manga: 5 metros
- Eslora: 20 metros
- Superficie de celdas: 50.799 m²
- Densidad del HA: 2.5 t/m³
- Densidad saturada relleno celda: 2.10 t/m³

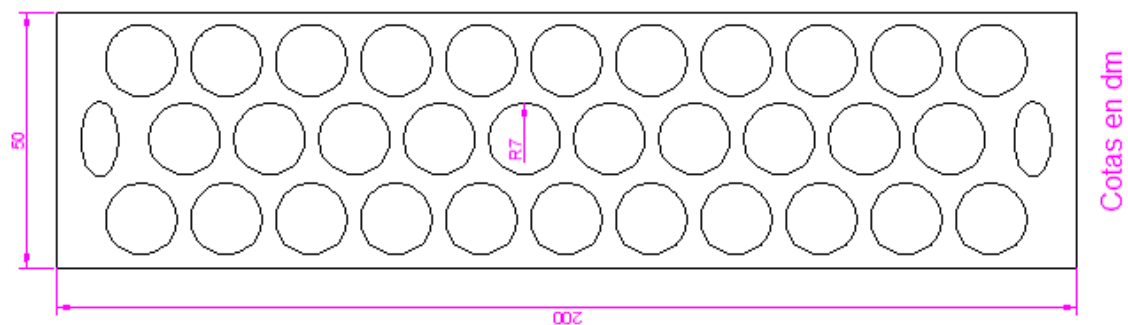


A profundidad de 3.5 metros

- Puntal: 4.5 metros
- Manga: 5 metros
- Eslora: 20 metros



Planta del cajón



2.3. Características de los materiales

Relleno del trasdós

- Densidad seca del relleno: 1.80 t/m^3
- Densidad sumergida del relleno: 1.17 t/m^3
- Ángulo de rozamiento interno $\Phi = 35^\circ$
- Inclinação de los empujes del trasdós $\alpha = 23.33^\circ$

Banqueta

- Coeficiente de rozamiento en la cimentación del cajón: 0.70
- Altura banqueta de cimentación: 2 metros
- Ángulo de apertura de las tensiones en banqueta: 40°



- Densidad sumergida de la banquetta: 1.10 t/m^3
- Ángulo de rozamiento de banquetta de cimentación: 40°

Pedraplén

- Peso específico seco: 1.7 t/m^3
- Peso específico saturado: 2.1 t/m^3
- Índice de poros (n%): 40%
- Peso específico sumergido: 1.07 t/m^3
- Ángulo de rozamiento interno $\Phi' = 45^\circ$

2.4. Comprobaciones a 7 metros de profundidad. Primera hipótesis.

En este apartado calcularemos el muelle considerando el cajón solo como un sólido rígido.

2.4.1. Acciones consideradas.

En este apartado enumeraremos las diferentes acciones que vamos a considerar para las posteriores comprobaciones del cajón a 7 metros de profundidad. Una de las acciones consideradas será el peso propio del cajón, que estará compuesto por el peso del hormigón, del relleno de las celdas, el peso de la superestructura y el peso del pedraplén sobre la zapata del trasdós. Este peso propio lo tomaremos por metro lineal de eslora, como todas las demás acciones.

La siguiente acción considerada son las cargas hidráulicas. Para éstas tendremos en cuenta el empuje de Arquímedes (F_w) calculando el volumen de agua desalojada. Por otro lado, al considerar el mismo nivel freático a ambos lados del muelle, no tendremos cargas hidráulicas laterales, ya que se compensarán. Tomaremos la densidad del agua de mar (1.03).

PESO PROPIO

- Cajón + Relleno

$$V_{\text{Cajón}} = ((20 \cdot 5) - 50.80) \cdot 7 + 1 \cdot 6 \cdot 20 = 464.4 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{Cajón}} = 464.4 \cdot 2.5 = 1161 \text{ t}$$



$$V_{\text{relleno}} = 50.80 \cdot 7 = 355.6 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{relleno}} = 355.6 \cdot 2.1 = 746.76 \text{ t}$$

$$\text{Cajón y relleno} = 1161 + 746.76 = 1907.76 \text{ t}$$

$$\text{Por metro lineal de eslora} = 95.388 \text{ t/m}$$

- Superestructura

$$V = 0.5 \cdot 5 = 2.5 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{superestructura}} = 2.2 \cdot 2.5 = 6.25 \text{ t/m}$$

- Tierras sobre zapata de trasdós (pedraplén)

$$V = 0.5 \cdot 6 + 0.5 \cdot 1.5 = 3.75 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{tierras}} = 0.5 \cdot 6 \cdot 2.1 + 0.5 \cdot 1.5 \cdot 1.7 = 7.575 \text{ t/m}$$

$$\text{Total: } 95.388 + 6.25 + 7.575 = 109.213 \text{ t/m}$$

CARGAS HIDRÁULICAS

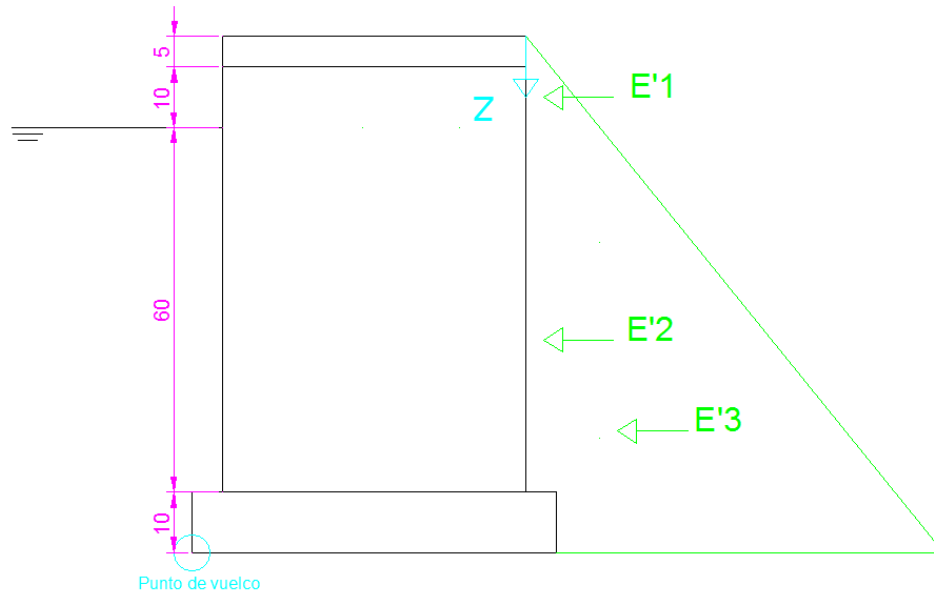
Peso desalojado por el agua ($\gamma = 1.03$)

$$V = 6 \cdot (5 + 0.5) + 1 \cdot 6 = 39 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Fw} = 40.17 \text{ t/m}$$

Al no tomar variación de cotas de agua entre el intradós y el trasdós se compensan los empujes laterales, por lo que no hay resultantes de éstos.

CARGAS DEL TERRENO



$$0 < Z < 1.5$$

$$\sigma u = \sigma u' = 1.7 * z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.17157$$

$$e'a = \sigma'u * k_a - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.29167 * z \text{ t/m}^2$$

$$c' = 0$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.437505 \text{ t/m}^2$$

$$1.5 < Z < 8.5$$

$$\sigma u = 2.55 + (z - 1.5) * 2.1 = 2.55 + 2.1z - 3.15 = 2.1z - 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma u' = (2.1z - 0.6) - (z - 1.5) * 1.03 = 1.07z + 0.945 \text{ t/m}^2$$

$$e'a = \sigma u' * k_a = 0.18358z + 0.16213 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.437505 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 8.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 1.722566 \text{ t/m}^2$$

Resultantes de empujes activos efectivos:

$$E_a'1 = \left(\frac{1}{2}\right) * 0.437505 * 1.5 = 0.32813 \text{ t/m a 7.5 m del Punto de Vuelco.}$$



$$E_a'2 = 0.437505 * 7 = 3.0625 \text{ t/m a 3.5 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'3 = (1/2) * (1.722566 - 0.437505) * 7 = 4.49771 \text{ t/m a 2.33 m del Punto de Vuelco.}$$

2.4.2. Comprobación Deslizamiento.

EL coeficiente de seguridad de deslizamiento se define como:

$$Fd = \frac{T_{max} + Ep'(adm)}{T_{nec}} > 1.5$$

$$T_{m\acute{a}x} = N' * \text{tg}\theta + C_a * B'$$

$$C_a = 0$$

T es la reacción horizontal necesaria para el equilibrio y movilizada por resistencia a deslizamiento en el contacto terreno-cimiento y cuyo valor máximo es $T_{m\acute{a}x}$.

θ es el ángulo de rozamiento, estimamos un valor de $\theta = (2/3) * \Phi = (2/3) * 40 = 26.67^\circ$.

La adherencia (C_a) es nula ya que la adhesión también lo es.

$$\Sigma F_h = 0$$

$$T_{nec} = E_a' (E_a'1 + E_a'2 + E_a'3) + 0.5 = 8.388 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$N' = W + F_w = 69.54 \text{ t/m}$$

$$T_{max} = 34.67368 \text{ t/m}$$

$$Fd = \frac{34.67468}{8.388} = 4.13 > 1.5 \text{ Cumple}$$

2.5. Comprobaciones a 7 metros con sobrecarga de uso

En este apartado calcularemos el muelle considerando el cajón solo como un sólido rígido y también considerando una carga de uso de 1 t/m^2

3.4.1. Acciones consideradas.

Se considerarán las mismas acciones, cambiando sólo los empujes horizontales debido al incremento de presión total en la superficie.

PESO PROPIO

$$\text{Total: } 95.388 + 6.25 + 7.575 = 109.213 \text{ t/m}$$

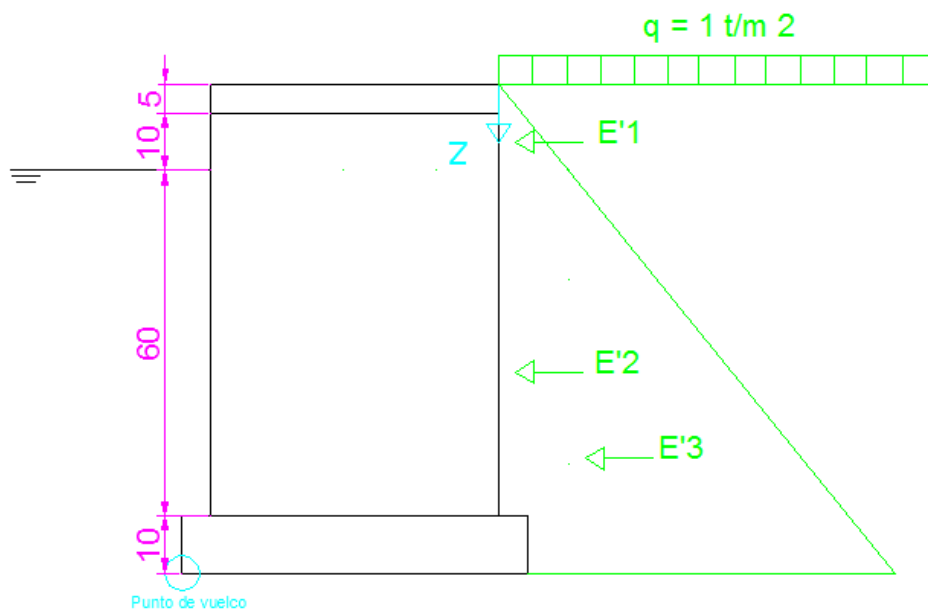


CARGAS HIDRÁULICAS

$$F_w = 40.17 \text{ t/m}$$

Al no tomar variación de cotas de agua entre el intradós y el trasdós se compensan los empujes laterales, por lo que no hay resultantes de éstos.

CARGAS DEL TERRENO



$$0 < Z < 1.5$$

$$\sigma_u = \sigma'_u = 1 + 1.7 * z$$

$$Ka = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.17157$$

$$e'a = \sigma'_u * ka - 2 * c' * \sqrt{Ka} = 0.17157 + 0.29167 * z \text{ t/m}^2$$

$$c' = 0$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.609075 \text{ t/m}^2$$

$$1.5 < Z < 8.5$$



$$\sigma u = 3.55 + (z - 1.5) * 2.1 = 2.55 + 2.1z - 3.15 = 2.1z + 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma u' = (2.1z + 0.4) - (z - 1.5) * 1.03 = 1.07z + 1.945 \text{ t/m}^2$$

$$e'a = \sigma u' * k_a = 0.18358z + 0.33370 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.609075 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 8.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 1.894133 \text{ t/m}^2$$

Resultantes de empujes activos efectivos:

$$E_a'1 = (\frac{1}{2}) * 0.609075 * 1.5 = 0.456805 \text{ t/m a 7.5 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'2 = 0.609075 * 7 = 4.26351 \text{ t/m a 3.5 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'3 = (\frac{1}{2}) * (1.894133 - 0.609075) * 7 = 4.49771 \text{ t/m a 2.33 m del Punto de Vuelco.}$$

3.4.2. Comprobación Deslizamiento.

EL coeficiente de seguridad de deslizamiento se define como:

$$Fd = \frac{T_{max} + E_p'(adm)}{T_{nec}} > 1.5$$

$$T_{m\acute{a}x} = N' * \text{tg}\theta + C_a * B'$$

$$C_a = 0$$

$$\theta = (\frac{2}{3}) * \Phi = (\frac{2}{3}) * 40 = 26.67^\circ.$$

La adherencia (Ca) es nula ya que la adhesión también lo es.

$$\Sigma F_h = 0$$

$$T_{nec} = E_a' (E_a'1 + E_a'2 + E_a'3) + 0.5 = 9.218025 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$N' = W - F_w = 69.54 \text{ t/m}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 34.67368 \text{ t/m}$$

$$Fd = \frac{34.67468}{9.218025} = 3.76 > 1.5 \text{ Cumple}$$

3.4.3. Comprobación Vuelco.

Seguiremos los criterios de la ROM 0.5 para diferenciar entre fuerzas volcadoras y estabilizadoras.



Fuerzas estabilizadoras → componentes verticales.

Fuerzas volcadoras → componentes horizontales.

	Fuerzas	Distancia a Pto de Vuelco
PP	109.213	3.1907
F_w	40.17	3
E1	0.456805	7.5
E2	4.26351	3.5
E3	4.49771	2.33
B	0.5	8.5

$$Fv = \frac{\Sigma M_{estab}}{\Sigma M_{volcad}} > 2$$

$$\Sigma M_{estab} = PP * 3 + F_w * 3 = 468.98 \text{ t m/m}$$

$$\Sigma M_{volc} = E_{ah} * d + B * 8.5 = 33.077 \text{ t m/m}$$

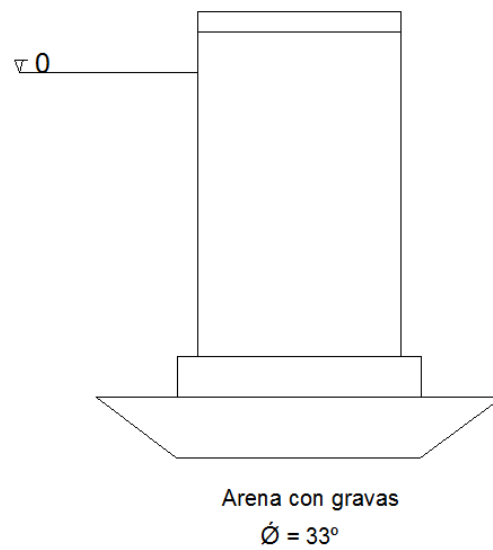
$$Fv = \frac{468.98}{33.077} = 13.54 > 2$$

Si se compara con la hipótesis sin sobrecarga de uso se puede comprobar que el coeficiente ha bajado considerablemente.

3.4.4. Comprobación Hundimiento.

Para el estudio de la estabilidad a hundimiento, se va a utilizar el método de Brinch Hansen. De esta forma se calculará la carga de hundimiento del terreno y se comparará con la que se tiene que soportar en nuestro caso.

$$qh' = q' * Nq * Sq * iq * dq + c' * Nc * Sc * ic * dc + \frac{1}{2} * B' * \gamma * N\gamma * S\gamma * i\gamma * d\gamma$$



- Factores de capacidad de carga.

$$Nq = e^{\pi tg\Phi'} * tg^2 \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right) = 26.092$$

$$Nc = cot\Phi' (Nq - 1) = 38.638$$

$$N\gamma = 1.5 * (Nq - 1) * tg\Phi' = 24.4424$$

A cota de cimentación (a 12.5 m):

$$q = 26.35 \text{ t/m}^2$$

$$u = 9.785 \text{ t/m}^2$$

$$q' = 16.565 \text{ t/m}^2$$

Área efectiva de un cajón:

$L' = L$ (No tomamos excentricidad a lo largo del cajón)

$B' = B = 9 \text{ m}$

- Factores de forma.



$$Sq = 1 + \frac{B'}{L'} * tg\Phi' = 1.292$$

$$Sc = \frac{Nq * Sq - 1}{Nq - 1} \text{ No se utiliza}$$

$$SY = 1 - 0.4 * \frac{B'}{L'} = 0.82$$

- Factores de inclinación.

$$Ic = iq = iX = 1$$

Se admite que las cargas son verticales y por lo tanto los factores de inclinación son iguales a la unidad.

- Factores de profundidad.

$$dq = dc = dX = 1$$

$$qh' = 16.565 * 26.092 * 1.292 * 1 * 1 + (1/2) * 9 * (2.2 - 1.03) * 24.4424 * 0.82 * 1 * 1$$

$$= 663.9456 \text{ t / m}^2$$

$$qh = qh' + u$$

$$qhn = qh - q$$

$$qhn = qh' + u - (q' + u) = qhn'$$

$$qhn = qhn'$$

$$qhn = 663.9456 - 16.565 = 647.38 \text{ t/m}^2$$

$$qtn = 109.213 - 26.35 = 82.863 \text{ t/m}^2$$

Coeficiente de seguridad.



$$F = \frac{qhn}{qtn} > 3$$

$$F = \frac{647.39}{82.863} = 7.81 \text{ Cumple}$$

2.6. Comprobaciones a 7 metros de profundidad. Segunda hipótesis.

En este apartado calcularemos el muelle considerando el cajón solo como un sólido rígido.

2.5.1. Acciones consideradas.

PESO PROPIO

El peso propio en este caso será el mismo que en el anterior, pero añadiéndole el peso del pedraplén.

- Cajón + Relleno + Superestructura + Tierras sobre zapata + Peso del pedraplén

$$\text{Total: } 109.213 + \left(\frac{1}{2} * 8.5^2 - \frac{1}{2} * 1.5^2 \right) * 2.1 + \frac{1}{2} * 1.5^2 * 1.7 = 184.6255 \text{ t/m}$$

Esta fuerza está aplicada a 5.725856 metros del Punto de Vuelco.

CARGAS HIDRÁULICAS

Calculamos el peso desalojado de agua:

$$V = 6 * (5 + 0.5) + 1 * 6 + \frac{1}{2} * 8.5 * 8.5 - \frac{1}{2} * 1.5 * 1.5 = 74 \text{ m}^2$$

$$F_w = 74 * 1.03 = 76.22 \text{ t/m}$$

Esta fuerza F_w está aplicada a una distancia 5.90597 m del Punto de Vuelco

Ahora calculamos los empujes generados por el agua tanto horizontales como verticales:

- Empuje horizontal.

En el trasdós tenemos:



$$E_{wh} = \frac{1}{2} * (1.03 * 7) * 7 = 25.235 \text{ t/m}$$

El punto de aplicación de esta fuerza está a 2.333 m del Punto de Vuelco. En el intradós aparece otro empuje que se compensa con éste.

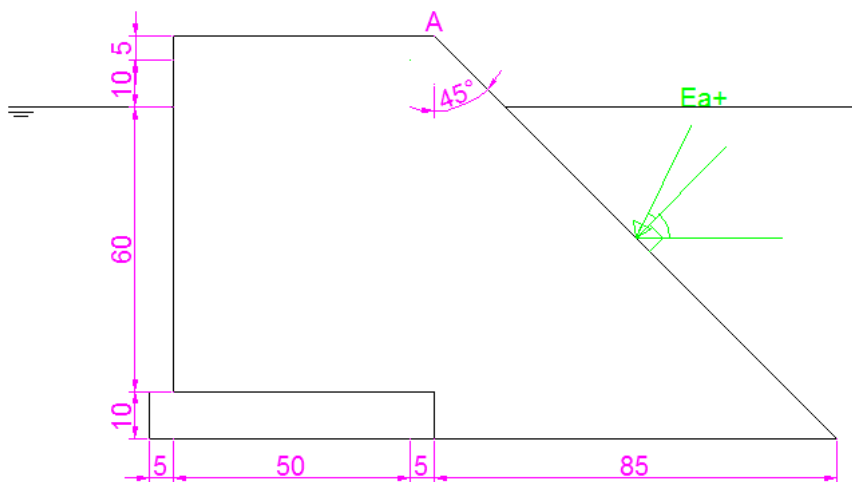
- Empuje vertical.

$$E_{wv} = E_{wh} * \operatorname{tg}(\alpha) = 25.235 * \operatorname{tg}(45) = 25.235 \text{ t/m}$$

Aplicada A 12.166 m del Punto de Vuelco

CARGAS DEL TERRENO

Para el cálculo del empuje del terreno utilizamos la Teoría de Colulomb



De esta forma:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} * K_{ah} * \gamma * H^2$$

$$E_{av} = \frac{1}{2} * K_{av} * \gamma * H^2$$

Siendo:



$$K_{ah} = K_a * \cos(\alpha + \delta)$$

$$K_{av} = K_{ah} * \tan(\alpha + \delta)$$

$$K_a = \frac{\sec(\alpha) * \cos(\Phi' - \alpha)}{\sqrt{\cos(\alpha + \theta) + \sqrt{\frac{\sin(\Phi' + \delta) * \sin(\Phi' - \beta)}{\cos(\beta - \alpha)}}}}^2$$

Utilizando el ángulo de rozamiento interno efectivo por la presencia de un nivel freático.

Para esta hipótesis las características del relleno del trasdós que vamos a utilizar son:

$$\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 2.20 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sum} = 1.17 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Ángulo de rozamiento interno } \Phi' = 35^\circ$$

$$\text{Inclinación de los empujes en el trasdós } \theta = 23.33^\circ$$

$$K_a = \frac{\sec(\alpha) * \cos(\Phi' - \alpha)}{\sqrt{\cos(\alpha + \theta) + \sqrt{\frac{\sin(\Phi' + \delta) * \sin(\Phi' - \beta)}{\cos(\beta - \alpha)}}}}^2 = 0.9373083$$

▪ Empujes horizontales

$$0 < Z < 1.5$$

$$\sigma_u = \sigma_u' = 1.80 Z$$

$$K_{ah} = K_a * \cos(\alpha + \theta) = 0.34611$$

$$e_{a'} = \sigma_u' * K_{ah} = 0.623 Z \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e_{a'} = 0.9345 \text{ t/m}^2$$

$$1.5 < Z < 8.5$$

$$\sigma_u = 2.7 + (z - 1.5) * 2.2 = 2.2 Z - 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_u' = (2.2 Z - 0.6) - (Z - 1.5) * 1.03 = 1.17 Z + 0.945 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a'} = \sigma_u' * K_{ah} = 0.40495 + 0.3271 Z \text{ t/m}^2$$



Para $Z = 1.5$ metros $\rightarrow e_a' = 0.9345 \text{ t/m}^2$

Para $Z = 8.5$ metros $\rightarrow e_a' = 3.769175 \text{ t/m}^2$

Resultantes de empujes activos horizontales:

$E_a'h_1 = (\frac{1}{2}) * 0.9345 * 1.5 = 0.700875 \text{ t/m}$ a 7.5 m del Punto de Vuelco.

$E_a'h_2 = 0.9345 * 7 = 6.5415 \text{ t/m}$ a 3.5 m del Punto de Vuelco.

$E_a'h_3 = (\frac{1}{2}) * (3.7692 - 0.9345) * 7 = 4.49771 \text{ t/m}$ a 2.33 m del Punto de Vuelco.

Fuerza total resultante:

Fuerza	Dist. aplicación
0.700875 t/m	7.5 m
6.5415 t/m	3.5 m
9.92145 t/m	2.33 m
17.163825 t/m	2.989 m

- Empujes verticales

$$E_{av} = E_{ah} * \operatorname{tg}(\alpha + \delta)$$

$E_{av} = 17.163825 * \operatorname{tg}(45 + 23.33) = 43.2032 \text{ t/m}$ aplicado a 11.511 m del Punto de Vuelco.

Resumen de empujes para las posteriores comprobaciones a vuelco y deslizamiento

		t/m	metros
Verticales	PP	184.625	5.725856
	Eav	43.2032	11.51
	Fw	-76.22	5.90597
	Ew	25.235	12.166
Horizontales	Eah	17.163825	2.989
	Bolardo	0.5	8.5

2.5.2. Comprobación Deslizamiento.

$$Fd = \frac{T_{max} + E_{p'}(adm)}{T_{nec}} > 1.5$$



$$T_{\text{máx}} = N' \cdot \tan \theta + C_a \cdot B'$$

$$C_a = 0 \text{ (suelo granular)}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \Phi' = 26.666$$

$$\Sigma F_h = 0$$

$$T_{\text{nec}} = E_{ah} + B = 17.1638 + 0.5 = 17.6638 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$N' = PP + E_{av} + E_w - F_w = 176.8437 \text{ t/m}$$

$$T_{\text{máx}} = 88.814 \text{ t/m}$$

$$Fd = \frac{88.814}{17.6638} = 5.028 > 1.5 \text{ Cumple}$$

2.5.3. Comprobación Vuelco.

Según la ROM 0.5 se pueden diferenciar entre fuerzas volcadoras y estabilizadoras.

“Cada acción individual sea descompuesta en dos direcciones una vertical y otra horizontal, y considerar como fuerzas estabilizadoras todas las componentes verticales de las acciones, ya sea su momento de uno u otro signo. El posible empuje pasivo que se pueda oponer al vuelco también será contabilizado como estabilizador. El resto de las componentes horizontales se contabilizaría, con su signo correspondiente, en el cálculo de la suma de los momentos volcadores”

Fuerzas estabilizadoras → componentes verticales.

Fuerzas volcadoras → componentes horizontales.

$$Fv = \frac{\Sigma M_{\text{estab}}}{\Sigma M_{\text{volcad}}} > 2$$

$$\Sigma M_{\text{estab}} = PP \cdot 5.725856 + E_{av} \cdot 11.51 + E_w \cdot 12.166 - F_w \cdot 5.90597 = 1411.348 \text{ t m/m}$$

$$\Sigma M_{\text{volc}} = E_{ah} \cdot 2.989 + B \cdot 8.5 = 55.57 \text{ t m/m}$$

$$Fv = \frac{1411.348}{55.57} = 25.4 > 2$$

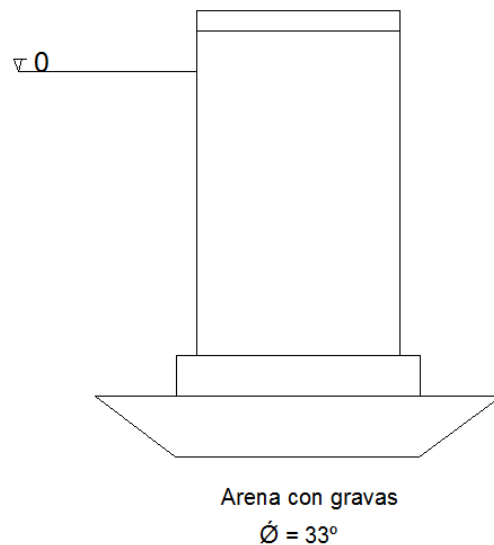


Se debe tener en cuenta que no se ha considerado ninguna sobrecarga de uso, cuando se puedan estimar se deben introducir en los cálculos, reduciéndose los coeficientes de seguridad. También podría incrementarse la fuerza en los bolardos.

2.5.4. Comprobación Hundimiento.

Para el estudio de la estabilidad a hundimiento, se va a utilizar el método de Brinch Hansen. De esta forma se calculará la carga de hundimiento del terreno y se comparará con la que se tiene que soportar en nuestro caso.

$$qh' = q' * Nq * Sq * iq * dq + c' * Nc * Sc * ic * dc + \frac{1}{2} * B' * \gamma * N\gamma * S\gamma * i\gamma * d\gamma$$



- Factores de capacidad de carga.

$$Nq = e^{\pi \tan \Phi'} * tg^2 \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right) = 26.092$$

$$Nc = \cot \Phi' (Nq - 1) = 38.638$$

$$N\gamma = 1.5 * (Nq - 1) * tg \Phi' = 24.4424$$

A cota de cimentación:



$$q = 25.35 \text{ t/m}^2$$

$$u = 9.785 \text{ t/m}^2$$

$$q' = 15.565 \text{ t/m}^2$$

Área efectiva de un cajón:

$L' = L$ (No tomamos excentricidad a lo largo del cajón)

$B' = B$ Si tomamos como fuerzas actuantes el peso del cajón más su relleno y la superestructura, el punto de acción pasa por el centro y no se generan excentricidades.

- Factores de forma.

$$Sq = 1 + \frac{B'}{L'} * tg\Phi' = 1.292$$

$$Sc = \frac{Nq * Sq - 1}{Nq - 1} \text{ No se utiliza}$$

$$SY = 1 - 0.4 * \frac{B'}{L'} = 0.82$$

- Factores de inclinación.

$$Ic = iq = iX = 1$$

Se admite que las cargas son verticales y por lo tanto los factores de inclinación son iguales a la unidad.

- Factores de profundidad.

$$dq = dc = dX = 1$$

$$\begin{aligned} qh' &= 15.565 * 26.092 * 1.292 * 1 * 1 + (1/2) * 9 * (2.2 - 1.03) * 24.4424 * 0.82 * 1 * 1 \\ &= 630.2347 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$



$$qh = qh' + u$$

$$qhn = qh - q$$

$$qhn = qh' + u - (q' + u) = qhn'$$

$$qhn = qhn'$$

$$qhn = 630.2347 - 15.565 = 614.67 \text{ t/m}^2$$

$$qtn = 101.683 - 25.35 = 76.333 \text{ t/m}^2$$

Coeficiente de seguridad.

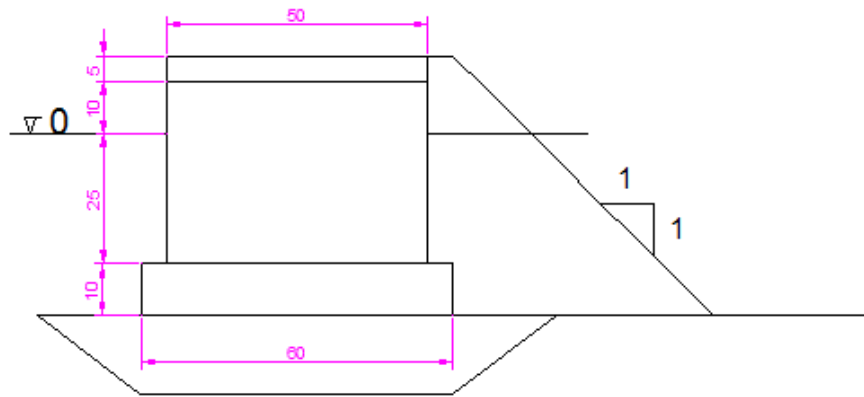
$$F = \frac{qhn}{qtn} > 3$$

$$F = \frac{614.67}{76.288} = 8.052 \text{ Cumple}$$

2.7. Comprobaciones a 3.5 metros de profundidad. Primera hipótesis.

En este apartado calcularemos el muelle considerando el cajón solo como un sólido rígido.

- Puntal: 4.5 metros
- Manga: 5 metros
- Eslora: 20 metros
- Superficie de celdas: 50.799 m²
- Densidad del HA: 2.5 t/m³
- Densidad saturada relleno celda: 2.10 t/m³



2.6.1. Acciones consideradas.

Tomaremos las mismas acciones que las enumeradas en el caso de 7 metros de profundidad.

PESO PROPIO

- Cajón + Relleno

$$V_{\text{Cajón}} = ((20 \cdot 5) - 50 \cdot 80) \cdot 4.5 + 1 \cdot 6 \cdot 20 = 341.4 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{Cajón}} = 464.4 \cdot 2.5 = 853.5 \text{ t}$$

$$V_{\text{Relleno}} = 50.80 \cdot 4.5 = 228.6 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{Relleno}} = 355.6 \cdot 2.1 = 480.06 \text{ t}$$

$$\text{Cajón y relleno} = 1161 + 746.76 = 1333.56 \text{ t}$$

$$\text{Por metro lineal de eslora} = 66.678 \text{ t/m}$$

- Superestructura

$$V = 0.5 \cdot 5 = 2.5 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{superestructura}} = 2.2 \cdot 2.5 = 6.25 \text{ t/m}$$

- Tierras sobre zapata de trasdós (pedraplén)



$$V = 0.5 \cdot 2.5 + 0.5 \cdot 1.5 = 2 \text{ m}$$

$$P_{\text{Tierras}} = 0.5 \cdot 2.5 \cdot 2.1 + 0.5 \cdot 1.5 \cdot 1.7 = 3.9 \text{ t/m}$$

$$\text{Total: } 66.678 + 6.25 + 3.9 = 76.828 \text{ t/m}$$

CARGAS HIDRÁULICAS

Peso desalojado por el agua ($\gamma = 1.03$)

$$V = 2.5 \cdot (5 + 0.5) + 1 \cdot 6 = 19.75 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$F_w = 20.3425 \text{ t/m}$$

Al no tomar variación de cotas de agua entre el intradós y el trasdós se compensan los empujes laterales, por lo que no hay resultantes de éstos.

CARGAS DEL TERRENO

$$0 < Z < 1.5$$

$$\sigma_u = \sigma_u' = 1.7 \cdot z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.17157$$

$$e'a = \sigma_u' \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} = 0.29167 \cdot z \text{ t/m}^2$$

$$c' = 0 \text{ (Granular)}$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.437505 \text{ t/m}^2$$

$$1.5 < Z < 5$$

$$\sigma_u = 2.55 + (z - 1.5) \cdot 2.1 = 2.55 + 2.1z - 3.15 = 2.1z - 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_u' = (2.1z - 0.6) - (z - 1.5) \cdot 1.03 = 1.07z + 0.945 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.17157$$

$$e'a = \sigma_u' \cdot k_a = 0.18358 \cdot z + 0.16213 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.437505 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 1.080036 \text{ t/m}^2$$



Resultantes de empujes activos efectivos:

$$E_a'1 = \left(\frac{1}{2}\right) * 0.437505 * 1.5 = 0.32813 \text{ t/m a 4 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'2 = 0.437505 * 3.5 = 1.53127 \text{ t/m a 1.75 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'3 = \left(\frac{1}{2}\right) * (1.080036 - 0.437505) * 3.5 = 1.12443 \text{ t/m a 1.1667 m del Pto de Vuelco.}$$

2.6.2. Comprobación Deslizamiento.

EL coeficiente de seguridad de deslizamiento se define como:

$$Fd = \frac{T_{max} + E_p'(adm)}{T_{nec}} > 1.5$$

$$T_{m\acute{a}x} = N' * tg\theta + C_a * B'$$

$$C_a = 0$$

$$\theta = \left(\frac{2}{3}\right) * \Phi = \left(\frac{2}{3}\right) * 40 = 26.67^\circ.$$

La adherencia (Ca) es nula ya que la adhesión también lo es.

$$\Sigma F_h = 0$$

$$T_{nec} = E_a' (E_a'1 + E_a'2 + E_a'3) + 0.5 = 3.48383 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$N' = W - F_w = 56.4855 \text{ t/m}$$

$$T_{max} = 28.3681 \text{ t/m}$$

$$Fd = \frac{28.3681}{3.48383} = 8.1428 > 1.5 \text{ Cumple}$$

2.8. Comprobaciones a 3.5 metros con sobrecarga de uso

En este apartado calcularemos el muelle considerando el cajón solo como un sólido rígido y también considerando una carga de uso de 1 t/m^2

5.4.1. Acciones consideradas.

Se considerarán las mismas acciones, cambiando sólo los empujes horizontales debido al incremento de presión total en la superficie.



PESO PROPIO

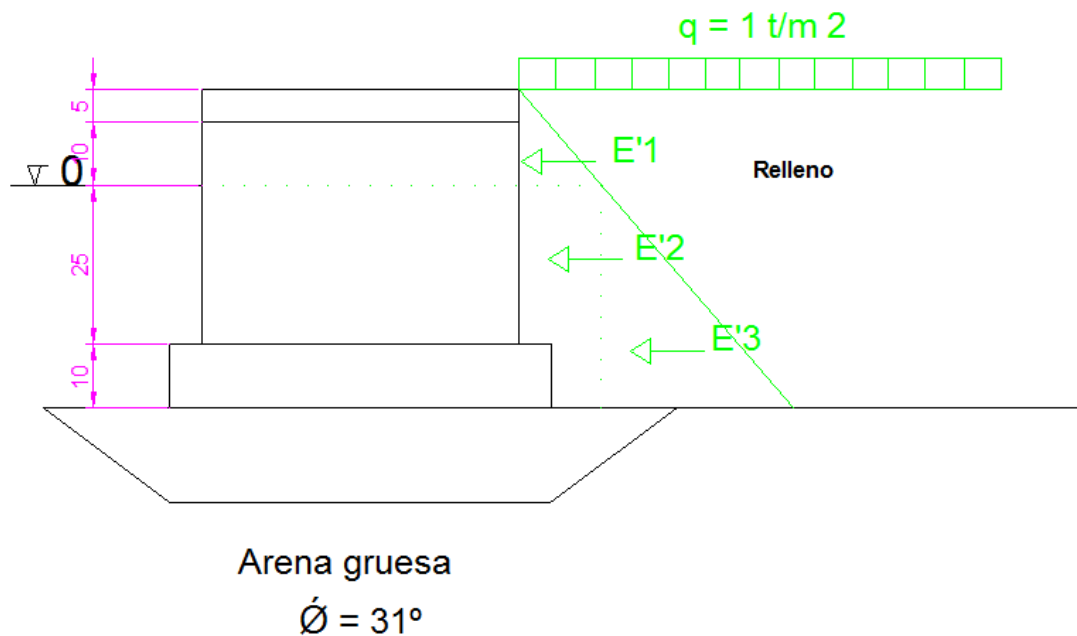
$$\text{Total: } 66.678 + 6.25 + 3.9 = 76.828 \text{ t/m}$$

CARGAS HIDRÁULICAS

$$F_w = 20.3425 \text{ t/m}$$

Al no tomar variación de cotas de agua entre el intradós y el trasdós se compensan los empujes laterales, por lo que no hay resultantes de éstos.

CARGAS DEL TERRENO



$$0 < z < 1.5$$

$$\sigma_u = \sigma_u' = 1 + 1.7 * z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.17157$$

$$e'a = \sigma_u' * k_a - 2 * c' * \sqrt{K_a} = 0.17157 + 0.29167 * z \text{ t/m}^2$$

$$c' = 0 \text{ (Granular)}$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.609075 \text{ t/m}^2$$



$$1.5 < Z < 5$$

$$\sigma_u = 3.55 + (z - 1.5) * 2.1 = 2.55 + 2.1z - 3.15 = 2.1z + 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_u' = (2.1z + 0.4) - (z - 1.5) * 1.03 = 1.07z + 1.945 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.17157$$

$$e'a = \sigma_u' * k_a = 0.18358 * z + 0.33370 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 0.609075 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } z = 5 \text{ metros} \rightarrow e'a = 1.2516 \text{ t/m}^2$$

Resultantes de empujes activos efectivos:

$$E_a'1 = (\frac{1}{2}) * 0.609075 * 1.5 = 0.45680 \text{ t/m a 4 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'2 = 0.609075 * 3.5 = 2.13176 \text{ t/m a 1.75 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_a'3 = (1/2) * (1.2516 - 0.609075) * 3.5 = 1.12443 \text{ t/m a 1.1667 m del Pto de Vuelco.}$$

5.4.2. Comprobación Deslizamiento.

EL coeficiente de seguridad de deslizamiento se define como:

$$Fd = \frac{T_{max} + E p'(adm)}{T_{nec}} > 1.5$$

$$T_{m\acute{a}x} = N' * \tan \theta + C_a * B'$$

$$C_a = 0$$

$$\theta = (2/3) * \Phi = (2/3) * 40 = 26.67^\circ.$$

La adherencia (Ca) es nula ya que la adhesión también lo es.

$$\sum F_h = 0$$

$$T_{nec} = E_a' (E_a'1 + E_a'2 + E_a'3) + 0.5 = 4.21299 \text{ t/m}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$N' = W - F_w = 56.4855 \text{ t/m}$$

$$T_{max} = 28.37219 \text{ t/m}$$

$$Fd = \frac{28.37219}{4.21299} = 6.7344 > 1.5 \text{ Cumple}$$



5.4.3. Comprobación Vuelco.

Seguiremos los criterios de la ROM 0.5 para diferenciar entre fuerzas volcadoras y estabilizadoras.

Fuerzas estabilizadoras → componentes verticales.

Fuerzas volcadoras → componentes horizontales.

	Fuerzas	Distancia a Pto de Vuelco
PP	76.828	3.1396
F _w	20.3425	3
E1	0.45680	4
E2	2.13176	1.75
E3	1.12443	1.1667
B	0.5	5

$$Fv = \frac{\Sigma M_{estab}}{\Sigma M_{volcad}} > 2$$

$$\Sigma M_{estab} = PP * 3.1396 + F_w * 3 = 180.18168 \text{ t m/m}$$

$$\Sigma M_{volc} = E_{ah} * d + B * 5 = 9.1946 \text{ t m/m}$$

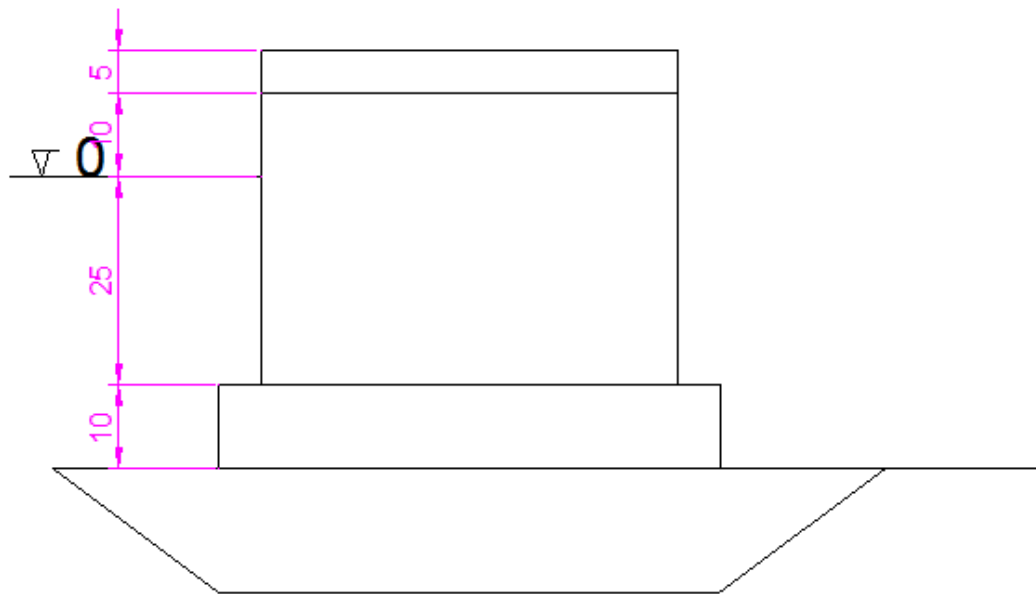
$$Fv = \frac{180.18168}{9.1946} = 19.5 > 2$$

Si se compara con la hipótesis sin sobrecarga de uso se puede comprobar que el coeficiente ha bajado considerablemente.

5.4.4. Comprobación Hundimiento.

Para el estudio de la estabilidad a hundimiento, se va a utilizar el método de Brinch Hansen. De esta forma se calculará la carga de hundimiento del terreno y se comparará con la que se tiene que soportar en nuestro caso.

$$qh' = q' * Nq * Sq * iq * dq + c' * Nc * Sc * ic * dc + \frac{1}{2} * B' * \gamma * N\gamma * S\gamma * i\gamma * d\gamma$$



Arena gruesa

$$\phi' = 31^\circ$$

- Factores de capacidad de carga.

$$Nq = e^{\pi \tan \phi'} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = 20.6308$$

$$Nc = \cot \phi' (Nq - 1) = 32.6711$$

$$N\gamma = 1.5 * (Nq - 1) * \tan \phi' = 17.6930$$

A cota de cimentación:

$$q = 1 + 1.5 * 1.7 + 5.5 * 2.1 + 0.5 * 2 = 16.1 \text{ t/m}^2$$

$$u = 6.18 \text{ t/m}^2$$

$$q' = 9.92 \text{ t/m}^2$$



$L' = L$ (No tomamos excentricidad a lo largo del cajón)

$B' = B = 9 \text{ m}$

- Factores de forma.

$$Sq = 1 + \frac{B'}{L'} * tg\Phi' = 1.27$$

$$Sc = \frac{Nq * Sq - 1}{Nq - 1} \text{ No se utiliza}$$

$$SY = 1 - 0.4 * \frac{B'}{L'} = 0.82$$

- Factores de inclinación.

$$Ic = iq = iX = 1$$

Se admite que las cargas son verticales y por lo tanto los factores de inclinación son iguales a la unidad.

- Factores de profundidad.

$$dq = dc = dX = 1$$

$$qh' = 9.92 * 20.6308 * 1.27 * 1 * 1 + (1/2) * 9 * (2 - 1.03) * 17.6930 * 0.82 * 1 * 1 \\ = 323.2436 \text{ t / m}^2$$

$$qh = qh' + u$$

$$qhn = qh - q$$

$$qhn = qh' + u - (q' + u) = qhn'$$

$$qhn = qhn'$$



$$q_{hn} = 323.2436 - 9.92 = 313.3236 \text{ t/m}^2$$

$$q_{tn} = 72.928 - 16.1 = 56.828 \text{ t/m}^2$$

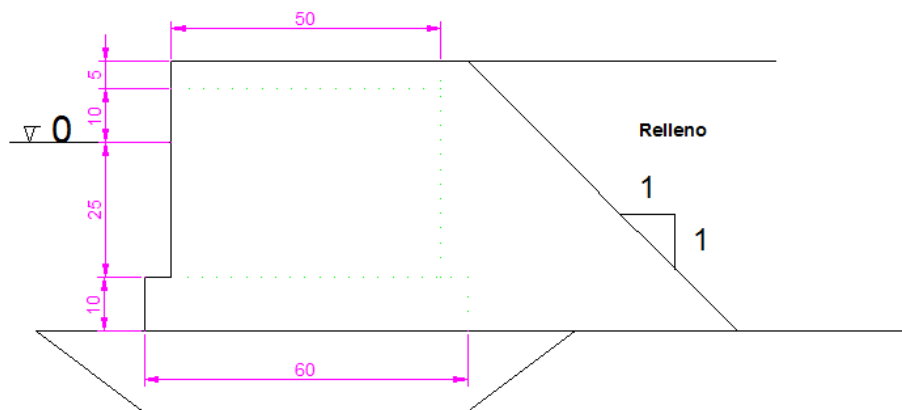
Coeficiente de seguridad.

$$F = \frac{q_{hn}}{q_{tn}} > 3$$

$$F = \frac{288.1225}{57.828} = 5.51354 \text{ Cumple}$$

2.9. Comprobaciones a 3.5 metros de profundidad. Segunda hipótesis.

En este apartado calcularemos el muelle considerando el cajón y el pedraplén solo como un sólido rígido.



2.7.1. Acciones consideradas.

PESO PROPIO

El peso propio estará compuesto por el peso del cajón y el pedraplén.



- Cajón + Relleno + Superestructura + Tierras sobre zapata + Peso del pedraplén

$$\text{Total: } 76.828 + \left(\frac{1}{2} * 5^2 - \frac{1}{2} * 1.5^2 \right) * 2.1 + \frac{1}{2} * 1.5^2 * 1.7 = 102.628 \text{ t/m}$$

Esta fuerza está aplicada a 4.28317 metros del Punto de Vuelco.

CARGAS HIDRÁULICAS

Calculamos el peso desalojado de agua:

$$V = 2.5 * (5 + 0.5) + 1 * 6 + \frac{1}{2} * 5^2 - \frac{1}{2} * 1.5^2 = 31.7175 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$F_w = 31.7175 * 1.03 = 32.6690 \text{ t/m}$$

Esta fuerza F_w está aplicada a una distancia 4.767478 m del Punto de Vuelco

Ahora calculamos los empujes generados por el agua tanto horizontales como verticales:

- Empuje horizontal.

En el trasdós tenemos:

$$E_{wh} = \frac{1}{2} * (1.03 * 3.5) * 3.5 = 6.30875 \text{ t/m}$$

Esta fuerza está aplicada a 1.16667 m del Punto de Vuelco. En el intradós aparece otro empuje que se compensa con éste.

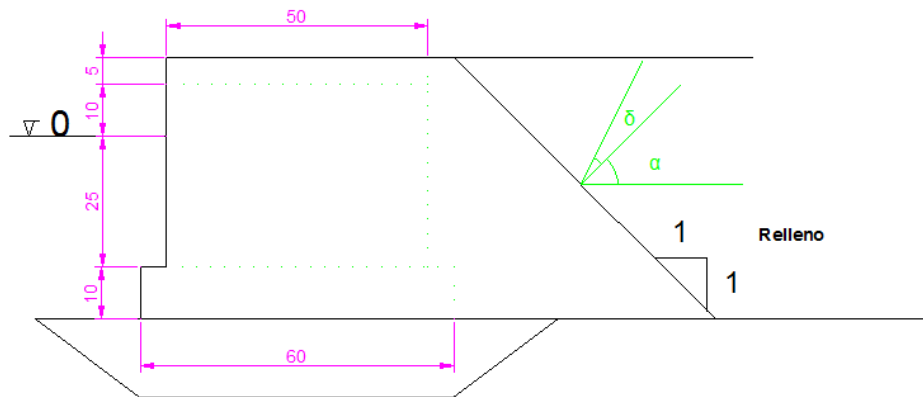
- Empuje vertical.

$$E_{wv} = E_{wh} * \operatorname{tg}(\alpha) = 6.30875 * \operatorname{tg}(45) = 6.30875 \text{ t/m}$$

Aplicada a 9.8333 m del Punto de Vuelco

CARGAS DEL TERRENO

Para el cálculo del empuje del terreno utilizamos la Teoría de Colulomb como anteriormente.



De esta forma relleno del trasdós

- Densidad seca del relleno: 1.80 t/m³
- Densidad saturada del relleno: 2.20 t/m³
- Ángulo de rozamiento interno $\Phi = 35^\circ$
- Inclinación de los empujes del trasdós $\delta = 23.33^\circ$
- $\beta = 0^\circ$
- $\alpha = 45^\circ$

$$K_a = \frac{\sec(\alpha) * \cos(\Phi' - \alpha)}{\sqrt{\cos(\alpha + \theta) + \frac{\sin(\Phi' + \delta) * \sin(\Phi' - \beta)}{\cos(\beta - \alpha)}}}^2 = 0.9373083$$

- Empujes horizontales

$$0 < Z < 1.5$$

$$\sigma_u = \sigma_u' = 1.80 * z$$

$$K_{ah} = K_a * \cos(\alpha + \delta) = 0.34611$$

$$ea' = \sigma_u' * K_{ah} = 0.623 * z \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow ea' = 0.9345 \text{ t/m}^2$$

$$1.5 < Z < 5$$

$$\sigma_u = 2.7 + (z - 1.5) * 2.2 = 2.2 * z - 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_u' = (2.2 Z - 0.6) - (Z - 1.5) * 1.03 = 1.17 * z + 0.945 \text{ t/m}^2$$



$$K_{ah} = K_a * \cos(\alpha + \delta) = 0.34611$$

$$ea' = \sigma u' * K_{ah} = 0.40495 * z + 0.3271 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z = 1.5 \text{ metros} \rightarrow ea' = 0.9345 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z = 5 \text{ metros} \rightarrow ea' = 2.35185 \text{ t/m}^2$$

Resultantes de empujes activos horizontales:

$$E_{ah} = \frac{1}{2} * K_{ah} * \gamma * H^2$$

$$E_{a'h1} = (\frac{1}{2}) * 0.9345 * 1.5 = 0.700875 \text{ t/m a 3 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_{a'h2} = 0.9345 * 3.5 = 3.27075 \text{ t/m a 1.75 m del Punto de Vuelco.}$$

$$E_{a'h3} = (\frac{1}{2}) * (2.35185 - 0.9345) * 3.5 = 2.48036 \text{ t/m a 1.1667 m del Punto de Vuelco.}$$

Fuerzas resultantes:

Fuerza	Dist. aplicación
0.700875 t/m	3 m
3.27075 t/m	1.75 m
2.48036 t/m	1.1667 m
6.451985 t/m	1.6615 m

▪ Empujes verticales

$$E_{av} = E_{ah} * \text{tg}(\alpha + \delta)$$

$$E_{av} = 6.451985 * \text{tg}(45 + 23.33) = 16.2379 \text{ t/m aplicado a 9.3385 m del Punto de Vuelco.}$$

Resumen de empujes para las posteriores comprobaciones a vuelco y deslizamiento

		t/m	metros
Verticales	PP	102.628	4.28317
	Eav	16.2379	9.3385
	Fw	-32.6690	4.767478
	Ew	6.30875	9.8333
Horizontales	Eah	6.451985	1.6615
	Bolardo	0.5	5



2.7.2. Comprobación Deslizamiento.

$$Fd = \frac{T_{max} + Ep'(adm)}{T_{nec}} > 1.5$$

$$T_{m\acute{a}x} = N' * \operatorname{tg} \delta + Ca * B'$$

$$c_a = 0 \text{ (suelo granular)}$$

$$\text{Banqueta: } \Phi' = 40^\circ$$

$$\delta = \frac{2}{3} * \Phi' = 26.666$$

$$\Sigma F_h = 0 \rightarrow T_{nec} = E_{ah} + B = 6.451985 + 0.5 = 6.951985 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow N' = PP + E_{av} + E_w - F_w = 92.50565 \text{ t/m}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 46.45673 \text{ t/m}$$

$$Fd = \frac{46.45673}{6.952} = 6.6825 > 1.5 \text{ Cumple}$$

2.7.3. Comprobación Vuelco.

Diferenciamos en fuerzas volcadoras y estabilizadores según el criterio de la ROM 0.5.

Fuerzas estabilizadoras → componentes verticales con su correspondiente signo

Fuerzas volcadoras → componentes horizontales con su correspondiente signo

$$Fv = \frac{\Sigma M_{estab}}{\Sigma M_{volcad}} > 2$$

$$\Sigma M_{estab} = PP * 4.28317 + E_{av} * 9.3385 + E_w * 9.8333 - F_w * 4.767478 = 497.4979 \text{ t m/m}$$

$$\Sigma M_{volc} = E_{ah} * 1.6615 + B * 5 = 13.22 \text{ t m/m}$$

$$Fv = \frac{497.4979}{13.22} = 37.5 > 2$$

Se debe tener en cuenta que no se ha considerado ninguna sobrecarga de uso y la fuerza del bolardo también podría ser mayor. Así, se reduciría el coeficiente de seguridad.

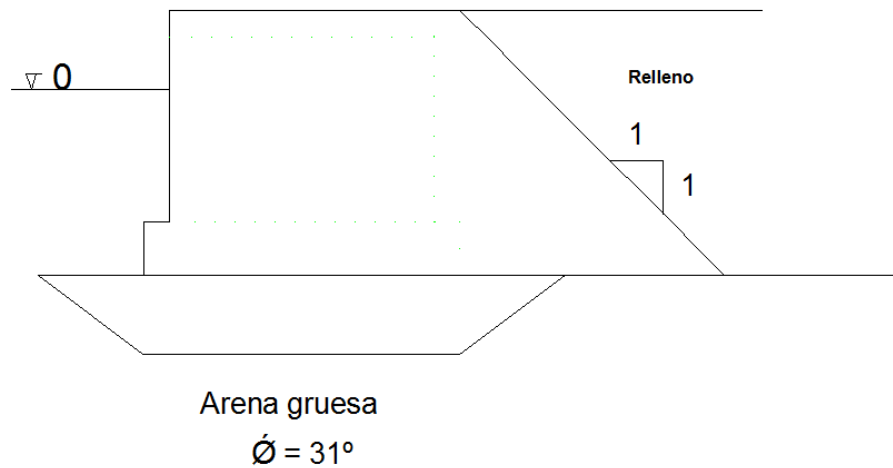
2.7.4. Comprobación Hundimiento.



Para el estudio de la estabilidad a hundimiento, se va a utilizar el método de Brinch Hansen como en el apartado anterior. De esta forma se calculará la carga de hundimiento del terreno y se comparará con la que se tiene que soportar. El coeficiente de seguridad tiene que dar mayor a 3, aunque en nuestro caso, al no tomar sobrecargas de uso, debe salir bastante mayor.

Fórmula:

$$qh' = q' * Nq * Sq * iq * dq + c' * Nc * Sc * ic * dc + \frac{1}{2} * B' * \gamma * N\gamma * S\gamma * i\gamma * d\gamma$$



- Factores de capacidad de carga.

$$Nq = e^{\pi \tan \Phi'} * \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right) = 20.6308$$

$$Nc = \cot \Phi' (Nq - 1) = 32.6711$$

$$N\gamma = 1.5 * (Nq - 1) * \tan \Phi' = 17.6930$$

A cota de cimentación:

$$q = 1.5 * 1.7 + 5.5 * 2.1 + 0.5 * 2 = 15.1 \text{ t/m}^2$$

$$u = 6.18 \text{ t/m}^2$$



$$q' = 8.92 \text{ t/m}^2$$

Área efectiva de un cajón:

$$L' = L \text{ (No tomamos excentricidad a lo largo del cajón)}$$

$B' = B$ Si tomamos como fuerzas actuantes el peso del cajón más su relleno y la superestructura, el punto de acción pasa por el centro y no se generan excentricidades.

- Factores de forma.

$$Sq = 1 + \frac{B'}{L'} * tg\Phi' = 1.27$$

$$Sc = \frac{Nq * Sq - 1}{Nq - 1} \text{ No se utiliza}$$

$$SY = 1 - 0.4 * \frac{B'}{L'} = 0.82$$

- Factores de inclinación.

$$Ic = iq = iY = 1$$

Se admite que las cargas son verticales y por lo tanto los factores de inclinación son iguales a la unidad.

- Factores de profundidad.

$$dq = dc = dY = 1$$

$$qh' = q' * Nq * Sq * iq * dq + c' * Nc * Sc * ic * dc + \frac{1}{2} * B' * Y * NY * SY * iY * dY$$

$$qh' = 8.92 * 20.6308 * 1.27 * 1 * 1 + (1/2) * 9 * (2 - 1.03) * 17.6930 * 0.82 * 1 * 1$$

$$= 297.0425 \text{ t / m}^2$$



$$qh = qh' + u$$

$$qhn = qh - q$$

$$qhn = qh' + u - (q' + u) = qhn'$$

$$qhn = qhn'$$

$$qhn = 297.0425 - 8.92 = 288.1225 \text{ t/m}^2$$

$$qtn = 72.928 - 15.1 = 57.828 \text{ t/m}^2$$

Coeficiente de seguridad.

$$F = \frac{qhn}{qtn} > 3$$

$$F = \frac{288.1225}{57.828} = 4.9824 \text{ Cumple}$$

2.10. Conclusiones.

Estos muelles de cajón han sido dimensionados con las herramientas y conocimientos adquiridos durante la carrera para un trabajo académico. En un proyecto real sería necesario hacer más comprobaciones y más detalladas tanteando con las dimensiones del cajón, el relleno y demás condicionantes. En el caso de la sobrecarga se ha elegido una de 1 t/m² por tratarse de un puerto deportivo y pesquero de esas dimensiones. En otros puertos más grandes y comerciales pueden llegar al valor de 3 t/m².



Valencia, 11 de Junio de 2014

VIRGINIA ZURDO PERLADO

Ingeniera Civil