

Capítulo IV
Aspectos Geotécnicos particulares
de las distintas tipologías de
Obras Marítimas y Portuarias



Índice Capítulo IV

CAPÍTULO IV. ASPECTOS GEOTÉCNICOS PARTICULARES DE LAS DISTINTAS TIPOLOGÍAS DE OBRAS MARÍTIMAS Y PORTUARIAS

4.1.	INTRODUCCIÓN	405
4.2.	MUELLES DE GRAVEDAD	405
4.2.1.	El terreno natural. Estudio del cimiento	406
4.2.2.	Estudio de materiales	406
4.2.3.	Estados Límite Últimos	407
4.2.3.1.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	408
4.2.3.2.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento del contacto de la banqueta de apoyo y el terreno natural	409
4.2.3.3.	Verificación de la seguridad frente al hundimiento	410
4.2.3.4.	Verificación de la seguridad frente al vuelco plástico	411
4.2.3.5.	Verificación de la seguridad frente a la estabilidad global	412
4.2.3.6.	Verificación de la seguridad frente a la erosión interna del trasdós	412
4.2.3.7.	Verificación de la seguridad frente a la socavación del pie del intradós	413
4.2.3.8.	Resumen de los coeficientes de seguridad mínimos	415
4.2.4.	Estados Límite de Servicio	415
4.2.5.	Otras recomendaciones	416
4.3.	MUELLES Y PANTALANES DE PILOTES	418
4.3.1.	El terreno natural. Estudio del cimiento	418
4.3.2.	Elección del tipo de pilote	419
4.3.3.	Estudio de los materiales	420
4.3.4.	Acciones sobre los pilotes	421
4.3.5.	Estados Límite Últimos	422
4.3.5.1.	Verificación de la seguridad frente al hundimiento o arranque de los pilotes	422
4.3.5.2.	Verificación de la seguridad frente a la rotura horizontal del terreno	423
4.3.5.3.	Verificación de la seguridad frente a la erosión del talud	424
4.3.5.4.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento superficial del talud	424
4.3.5.5.	Verificación de la seguridad frente al equilibrio global	425
4.3.5.6.	Verificación de la seguridad frente a las erosiones internas y arrastres	427
4.3.5.7.	Verificación de la seguridad frente a las socavaciones	427
4.3.5.8.	Resumen de los coeficientes de seguridad mínimos	428
4.3.6.	Estados Límite de Servicio	428
4.3.7.	Otras recomendaciones	429
4.4.	MUELLES DE PANTALLAS	430
4.4.1.	Tipología básica	430
4.4.2.	Datos del terreno	431
4.4.3.	Estudio de materiales	432
4.4.4.	Comportamiento estructural	432
4.4.4.1.	Tensión en el tirante	432
4.4.4.2.	Esfuerzos en la pantalla	433

4.4.5.	Estados Límite Últimos	433
4.4.5.1.	Verificación de la seguridad frente al giro alrededor del anclaje	434
4.4.5.2.	Verificación de la seguridad frente al giro alrededor del pie	436
4.4.5.3.	Verificación de la seguridad frente a la rotura del terreno en el entorno del anclaje	439
4.4.5.4.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento conjunto	440
4.4.5.5.	Verificación de la seguridad frente al equilibrio global	442
4.4.5.6.	Verificación de la seguridad frente al equilibrio vertical	443
4.4.5.7.	Verificación de la seguridad frente a la erosión interna	444
4.4.5.8.	Verificación de la seguridad frente a la socavación	444
4.4.5.9.	Resumen de coeficientes de seguridad mínimos	444
4.4.6.	Estados Límite de Servicio	444
4.4.7.	Otras recomendaciones	445
4.5.	MUELLES DE RECINTOS DE TABLESTACAS	446
4.5.1.	Tipología	446
4.5.2.	Factores de proyecto	448
4.5.2.1.	Datos del terreno	448
4.5.2.2.	Estudio de materiales	448
4.5.2.3.	Niveles de agua	449
4.5.3.	Estados Límite Últimos	449
4.5.3.1.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento	450
4.5.3.1.1.	Cimentaciones superficiales	451
4.5.3.1.2.	Cimentaciones empotradas	452
4.5.3.2.	Verificación de la seguridad frente al hundimiento	454
4.5.3.3.	Verificación de la seguridad frente al vuelco	455
4.5.3.4.	Verificación de la seguridad frente a la rotura de la celda	459
4.5.3.5.	Verificación de la seguridad frente a la inestabilidad local del pie	460
4.5.3.6.	Verificación de la seguridad frente al equilibrio vertical de las tablestacas	463
4.5.3.7.	Verificación de la seguridad frente al equilibrio global	465
4.5.3.8.	Verificación de la seguridad frente a la erosión interna	465
4.5.3.9.	Verificación de la seguridad frente a la socavación	465
4.5.3.10.	Resumen de los coeficientes de seguridad mínimos	465
4.5.4.	Estados Límite Últimos del tipo agotamiento estructural	465
4.5.5.	Estados Límite de Servicio	467
4.5.6.	Otras recomendaciones	469
4.6.	DIQUES SECOS Y ESCLUSAS	470
4.6.1.	Clasificación	470
4.6.2.	Reconocimiento geotécnico	471
4.6.3.	Diques secos de gravedad	472
4.6.3.1.	Verificación de la seguridad frente al levantamiento del dique debido a las subpresiones	472
4.6.3.2.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento longitudinal	473
4.6.3.3.	Verificación de la seguridad frente al agotamiento estructural de la solera	474
4.6.3.4.	Verificación de la seguridad de los muros cajeros	474
4.6.3.5.	Movimientos	474
4.6.3.6.	Verificación de la seguridad frente a los efectos de las filtraciones	475
4.6.4.	Diques secos de solera drenada	475
4.6.4.1.	Reducción de subpresiones. Verificación de la seguridad frente a los efectos de las filtraciones	475
4.6.4.2.	Verificación de la seguridad frente al agotamiento estructural de la solera	476
4.6.4.3.1.	Verificación de la seguridad de los muros cajeros	477
4.6.4.3.2.	Movimientos	477

4.6.5.	Diques secos de solera anclada	477
4.6.5.1.	Verificación de la seguridad frente al levantamiento de la solera	477
4.6.5.2.	Verificación de la seguridad frente al agotamiento estructural de la solera	478
4.6.5.3.	Verificación de la seguridad de los muros cajeros	479
4.6.5.4.	Movimientos	479
4.6.5.5.	Verificación de la seguridad frente a los efectos de las filtraciones	479
4.6.6.	Esclusas de navegación	479
4.6.7.	Estudio de la construcción	479
4.7.	DIQUES DE ABRIGO	479
4.7.1.	Tipos de diques	480
4.7.2.	Información geotécnica	483
4.7.2.1.	Reconocimiento del cimiento	483
4.7.2.2.	Estudio de materiales de préstamo	483
4.7.3.	Verificación de la seguridad frente a los modos de fallo de tipo geotécnico	486
4.7.3.1	Elección de la probabilidad de ocurrencia de un modo de fallo geotécnico	487
4.7.3.2	Elección del procedimiento de verificación para cálculos de Nivel I	487
4.7.4.	Diques en talud emergido	490
4.7.4.1.	Verificación de la seguridad frente a la rotura del manto principal	490
4.7.4.2.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento superficial del manto	491
4.7.4.3.	Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad del espaldón	492
4.7.4.4.	Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad de la berma	492
4.7.4.5.	Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad global	493
4.7.4.5.1	Estabilización con bermas	495
4.7.4.6.	Verificación de la seguridad frente a la erosión interna	496
4.7.4.7.	Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad del núcleo del dique	496
4.7.4.8.	Verificación de la seguridad frente a la socavación del fondo natural	497
4.7.4.9.	Coeficientes de seguridad mínimos	498
4.7.4.10.	Asientos	499
4.7.5	Diques verticales	499
4.7.5.1.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento horizontal de la estructura	501
4.7.5.2.	Verificación de la seguridad frente al hundimiento, la plastificación local y el vuelco plástico	501
4.7.5.3.	Verificación de la seguridad frente a la pérdida de la estabilidad global	503
4.7.5.4.	Verificación de la seguridad frente a las socavaciones y erosiones	503
4.7.5.5.	Asientos y deformaciones	503
4.7.5.6.	Coeficientes de seguridad mínimos	504
4.8.	PLATAFORMAS MARINAS (OFF-SHORE)	505
4.8.1.	Tipologías	505
4.8.2.	Acciones del oleaje y del viento	506
4.8.3.	Reconocimientos geotécnicos	507
4.8.4.	Estabilidad del fondo	507
4.8.5.	Cimentaciones superficiales	507
4.8.5.1.	Análisis estático	508
4.8.5.2.	Análisis dinámico	510
4.8.6.	Cimentaciones profundas	511
4.8.6.1.	Estudio de la hincas	511
4.8.6.2.	Carga de hundimiento	512
4.8.6.3.	Carga de rotura horizontal del terreno	512
4.8.6.4.	Deformabilidad	512
4.8.6.5.	Esfuerzos en los pilotes	513

4.9	DRAGADOS Y RELLENOS	513
4.9.1.	Tipos de dragados	513
4.9.2.	Información geotécnica	514
4.9.2.1.	Reconocimiento del terreno	514
4.9.2.2.	Clasificación de los terrenos a dragar	515
4.9.3.	Taludes de dragado	517
4.9.4.	Tipos de relleno	520
4.9.5.	Características de los rellenos	521
4.9.5.1.	Rellenos sumergidos de vertido directo	521
4.9.5.2.	Rellenos hidráulicos	522
4.9.5.3.	Rellenos en seco	523
4.9.6.	Consolidación de los rellenos	524
4.9.6.1.	Asiento de los rellenos generales	524
4.9.6.2.	Procedimiento de observación	524
4.9.7.	Otras recomendaciones	527
4.9.7.1.	Selección de rellenos	527
4.9.7.2.	Precauciones en la realización de dragados	528
4.9.7.3.	Precauciones en la ejecución de los rellenos	528
4.9.7.4.	Estudio de los vertidos	529
4.10	OTRAS OBRAS MARÍTIMAS Y PORTUARIAS	529
4.10.1.	Diques de alba	529
4.10.1.1.	Tipologías	529
4.10.1.2.	Problemas geotécnicos asociados	530
4.10.2.	Instalaciones de botadura e izado	531
4.10.2.1.	Gradas	531
4.10.2.2.	Varaderos	532
4.10.2.3.	Ascensores y cajoneros	532
4.10.3.	Tinglados, almacenes y parques cubiertos	532
4.10.4.	Emisarios y conducciones submarinas	533
4.10.4.1.	Problemas geotécnicos y procedimientos de reconocimiento	534
4.10.4.2.	Procedimientos de instalación	535

4.1 INTRODUCCIÓN

Cada tipología de obra marítima y portuaria tiene, desde el punto de vista geotécnico, ciertas singularidades. En esta Parte 4 de la ROM 0.5 se destacan los aspectos más significativos de algunos de los tipos de obras más frecuentes.

Si todo el Programa ROM está concebido como una actividad viva y permanente, pensando en posibles revisiones y ampliaciones, eso es especialmente aplicable a esta Parte 4, que se edita en una versión que se cree reducida y que se piensa completar, a medida que avance el Programa ROM en su conjunto.

No se ha querido, sin embargo, dejar de recomendar una primera serie de ideas aplicables a las distintas tipologías de obras marítimas y portuarias que pueden ayudar al ingeniero en sus tareas de proyecto.

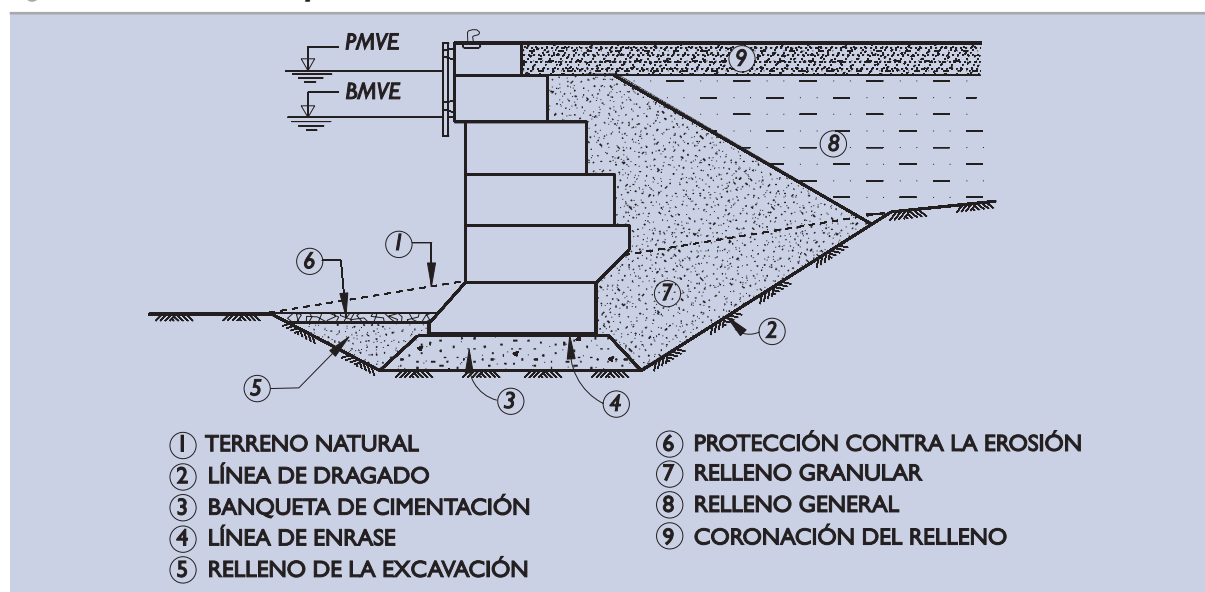
4.2 MUELLES DE GRAVEDAD

Los muelles de gravedad son estructuras de atraque que soportan el desnivel de tierras de trasdós a intradós fundamentalmente mediante el peso propio de su estructura.

Las tipologías más usuales en España son la denominada “de bloques”, la de “cajones” y la de “hormigón sumergido”. Otras formas especiales, como la de recintos de tablestacas, que también soportan los empujes de tierras por gravedad, se consideran más adelante, en el apartado 4.5, ya que la utilización de ese elemento constructivo las hace singulares.

Los muelles de bloques tienen una estructura general como la representada en la Fig. 4.2.1. Los elementos más característicos, desde el punto de vista geotécnico, son los indicados en dicha figura.

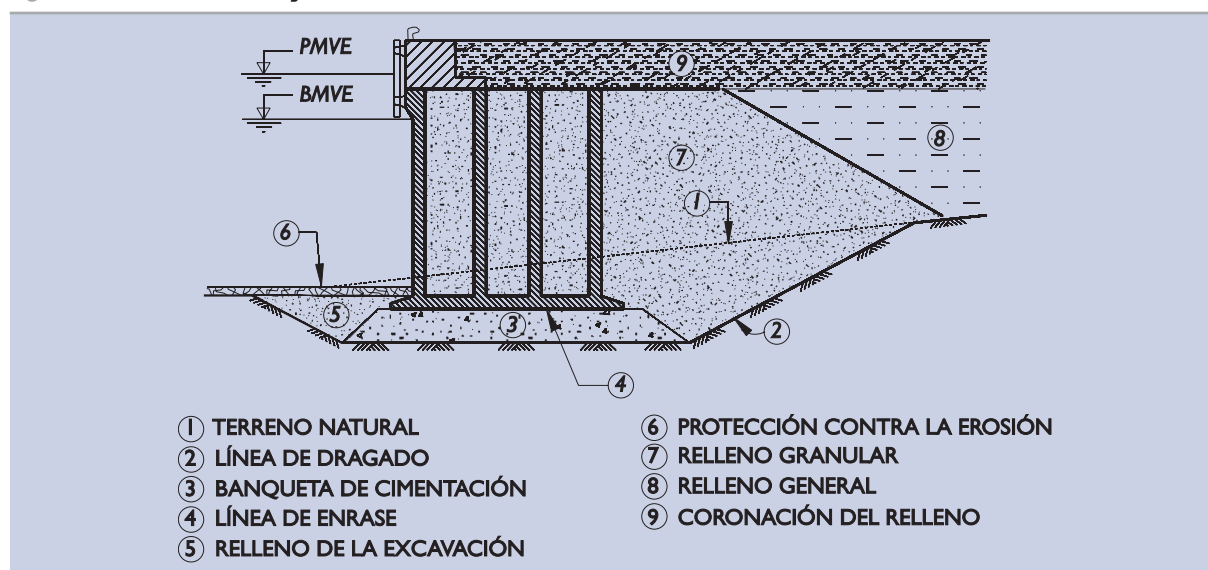
Figura 4.2.1. Muelle de bloques



Los muelles de bloques pueden construirse, también, con piezas aligeradas o con chimeneas huecas, que posteriormente se macizan.

En la Fig. 4.2.2 se indica, de manera similar, la estructura típica y los elementos geotécnicos característicos de un muelle de cajones.

Figura 4.2.2. Muelle de cajones



Los cajones para construir los muelles suelen ser de fondo plano cerrado, como se indica en la figura, pero pueden tener otro tipo de fondo para adecuarlo al terreno de cimentación. Es posible, en aquellos cimientos que se quieren excavar tras el fondeo del cajón, dejar una cámara en su base formada por las paredes laterales y un techo, que sería el fondo elevado del cajón.

4.2.1 El Terreno natural. Estudio del cimiento

El elemento principal, que determinará la viabilidad de este tipo de solución, es el terreno natural. Los muelles de gravedad, dado su carácter, han de transmitir presiones elevadas al cimiento; los suelos blandos, en general, no son aptos para soportar este tipo de muelles.

El reconocimiento del terreno para proyectar este tipo de obras es fundamental. Es necesario conocer la resistencia y la deformabilidad del terreno en la zona afectada por la obra. En la Parte 2 de esta ROM se dan recomendaciones a este respecto.

El reconocimiento del terreno debe estar encaminado, también, al estudio del posible dragado. Este puede ser necesario para conseguir el calado requerido o para preparar el cimiento, eliminando los suelos superficiales más blandos.

4.2.2 Estudio de materiales

En el proyecto del muelle intervienen, además del terreno natural, otros materiales: que tendrán una influencia apreciable en el futuro comportamiento.

El relleno del trasdós puede estar formado por varios materiales: uno, en contacto directo con la estructura del muelle, que normalmente será granular y otro relleno general, más alejado, que puede ser de distinta naturaleza (aunque también puede ser necesario que cumpla ciertas condiciones). Por encima del nivel del agua y coronando a los anteriores, puede existir un tercer tipo de material de relleno.

Estos tres materiales (o más que pudiera haber en un determinado proyecto) han de ser caracterizados desde el punto de vista geotécnico para conocer su granulometría, su densidad seca, su índice de poros, su resistencia al corte, su permeabilidad y, en ocasiones, su deformabilidad.

Es conveniente conocer, con ensayos específicos de resistencia al corte, cuáles son los parámetros resistentes de los rellenos próximos al muelle y que intervienen en su estabilidad en condiciones de densidad similares a las que se esperan tras su puesta en obra. La aproximación de sus propiedades por vía indirecta, mediante tablas de valores aproximados (como la que se incluye en el apartado 4.9) o mediante correlaciones indirectas, será, en general, conservadora y por eso la realización de ensayos específicos puede redundar en un cierto beneficio.

Los materiales de la banqueta de cimentación, así como de los posibles materiales para protección contra la erosión, estarán formados, en general, por fragmentos de roca (todo-uno, escolleras). De ellos interesa conocer, principalmente, la naturaleza de la roca, su resistencia a compresión simple y su alterabilidad, así como la granulometría con que piensa utilizarse. En función de esas propiedades, podrá evaluarse indirectamente la resistencia al corte de las banquetas de apoyo, la permeabilidad y su compresibilidad y se podrá juzgar también sobre su durabilidad.

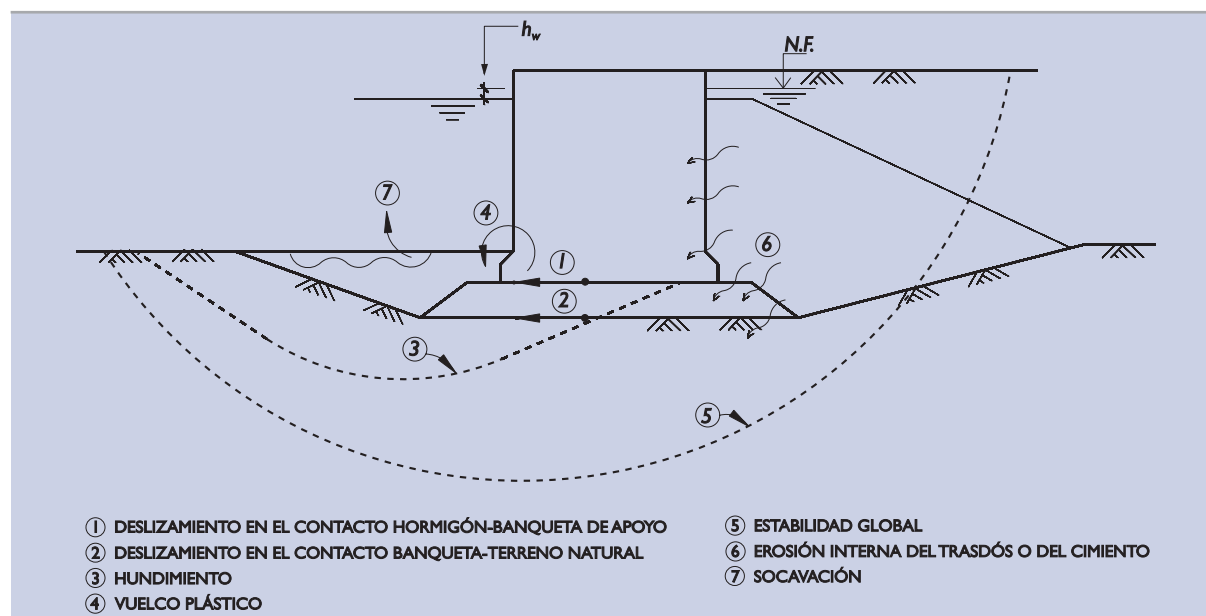
En aquellos casos en los que la resistencia de la banqueta de apoyo sea determinante del proyecto, pueden ser convenientes ensayos especiales para determinar esa resistencia, tales como ensayos de corte con muestras de gran tamaño.

En el apartado 4.7.2.2 se hacen unas consideraciones complementarias sobre la resistencia al corte de las escolleras que el ingeniero debe conocer.

4.2.3 Estados Límite Últimos

Dentro de las comprobaciones teóricas a realizar en la Fase de proyecto deben incluirse todas aquellas encaminadas a comprobar que no se sobrepasa ningún Estado Límite Último, entre ellos, los que se indican en la Fig. 4.2.3 y se comentan a continuación.

Figura 4.2.3. Modos de fallo geotécnicos en muelles de gravedad



Nota: Sólo se incluyen modos de fallo de tipo geotécnico, esto es, controlados, principalmente, por las características del terreno.

Para verificar la seguridad frente a cualquiera de los modos de fallo es preciso definir los correspondientes factores de proyecto: la geometría del problema, las acciones y sus combinaciones y las propiedades del terreno. Este proceso de definición quedará guiado por las recomendaciones que se indican en la Parte 3, especialmente en el apartado 3.3.5.

Como aspecto significativo de las acciones y de la geometría del problema, deben definirse los niveles de agua de cálculo en el trasdós y en el intradós del muelle, pues estos niveles son importantes a la hora de verificar la seguridad de la obra. Para ello se tomará en consideración lo indicado en el apartado 3.4.4.1.

En general, la condición más desfavorable será la de bajamar y considerando en el relleno del trasdós el desnivel límite que pueda existir respecto a dicho nivel de las aguas exteriores. En estos casos, los niveles representativos a adoptar para las aguas exteriores será función del tipo de combinación de acciones considerado de acuerdo con lo dispuesto en la Tabla 3.3.1. de esta Recomendación.

El desfase del nivel de agua entre el lado agua y el nivel freático del terreno de trasdós (valor de h_w en Fig. 4.2.3) deberá fijarse en función de un estudio detallado de la red de flujo transitorio correspondiente (ver apartado 3.4.) o de la existencia de datos estadísticos o experimentales relevantes. Simplificadamente, los casos más usuales se consigan en la Tabla 3.4.1. en función de las oscilaciones de largo periodo de las aguas libres y de la permeabilidad de cimientos, rellenos y obra.

En general la superficie del nivel freático en el trasdós no será plana y así lo puede considerar el proyectista. En el apartado 3.7 se indica cómo se pueden calcular empujes de tierras cuando la línea de presión intersticial nula no es plana.

En la mayoría de los casos será posible asimilar la situación del nivel freático en el trasdós a un plano y suponer un empuje hidrostático del agua a ambos lados del muelle y una subpresión lineal en la base de la estructura. El ingeniero debe decidir sobre este extremo. Normalmente la simplificación mencionada deja del lado de la seguridad.

La presencia del oleaje dentro del puerto que pueda afectar a los muelles se tendrá en cuenta en los cálculos. Afectará al nivel libre del agua y podría modificar sus empujes sobre el muelle. Salvo circunstancias especiales se supondrá que el posible oleaje no modifica el valor de la ubicación del nivel freático en el trasdós.

El deslizamiento entre los bloques de los muelles de gravedad es un Estado Límite Último controlado fundamentalmente por la resistencia estructural del contacto entre hormigones. Por ese motivo se considera que no es un tema geotécnico y, por lo tanto, queda fuera del alcance de esta ROM 0.5.

De igual forma, en el caso de muelles de cajones, normalmente la superestructura está unida con elementos estructurales al propio cajón. De otra forma, deberá comprobarse que el deslizamiento a lo largo de esa junta no ocurre. Este problema también es de tipo estructural y, por lo tanto, se considera fuera del alcance de esta ROM 0.5.

4.2.3.1 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo

Normalmente la banquetta de apoyo estará coronada por un material granular con resistencia al corte elevada (en general será una “grava de enrase”), pero el rozamiento en el contacto hormigón prefabricado-banqueta debe considerarse menor que el del material granular que forma el enrase, tal como se indica en el apartado 3.5.5.2. En cualquier caso la resistencia al corte de los materiales que forman el enrase y la banquetta serán datos necesarios para verificar la seguridad frente a este tipo de rotura.

Los criterios recomendados para realizar esta verificación, así como los valores mínimos de los coeficientes de seguridad, se recogen en el apartado 3.5.5 de esta ROM.

A efectos de calcular los empujes activos de las tierras del trasdós se seguirán las recomendaciones indicadas en el apartado 3.7 de esta ROM.

En caso de desearse mejorar las condiciones respecto a este Estado Límite Último, se pueden realizar inyecciones de morteros de arena y cemento en esta zona de contacto o disponer otras medidas especiales (bases artificiales de alta fricción, rellenos de hormigón “in situ” o mortero en esta zona de contacto, etc.).

4.2.3.2 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento del contacto de la banquetta de apoyo y el terreno natural

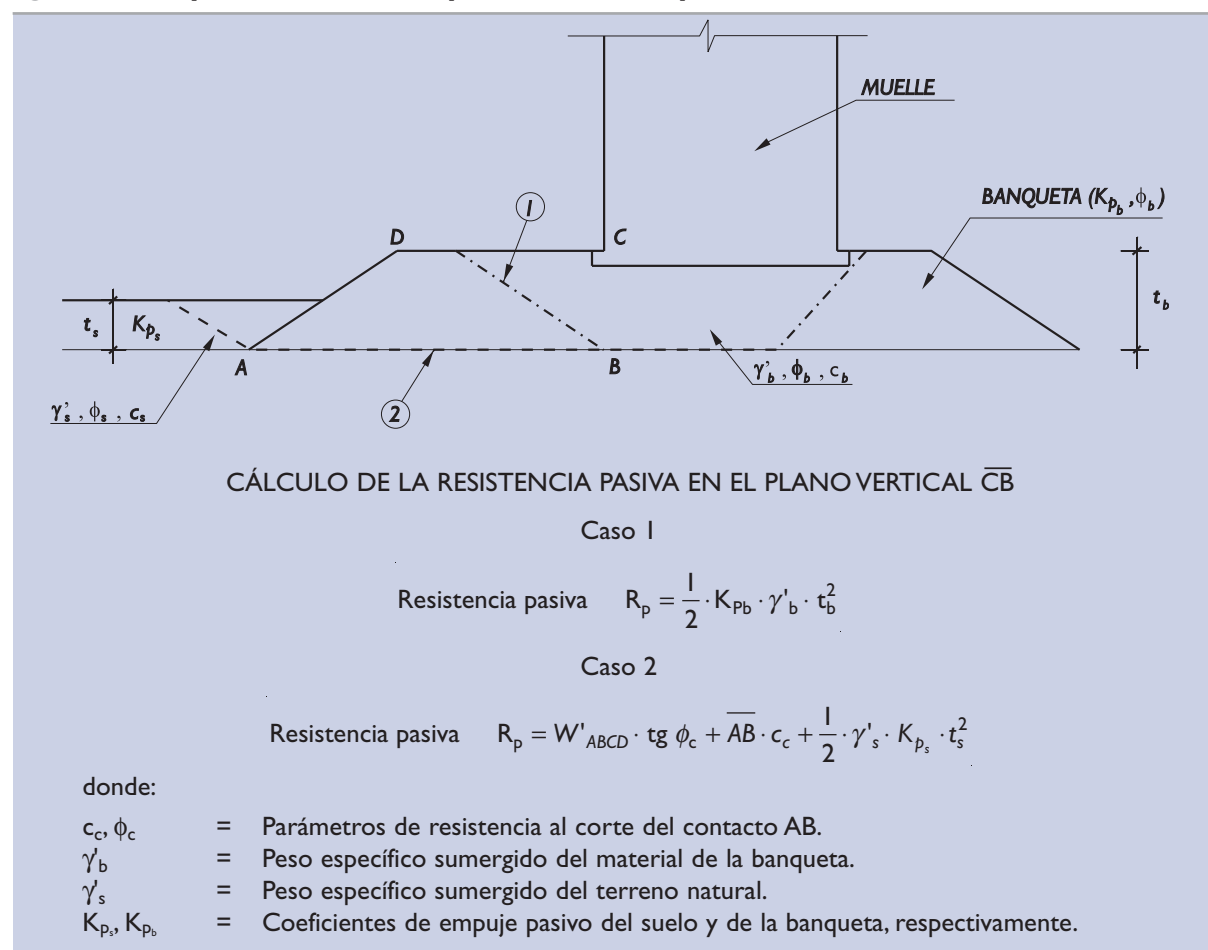
Cuando el terreno natural tenga una resistencia al corte menor que la correspondiente a la zona de contacto de la estructura del muelle con la banquetta de enrase, será necesario comprobar que existe suficiente seguridad frente a un deslizamiento plano más profundo, por la zona de contacto del terreno natural con la banquetta.

En esta comprobación se supondrá que, sobre el muelle y sobre la banquetta, actúa el empuje activo de las tierras del trasdós, aparte de las demás acciones que correspondan en cada situación de proyecto (o combinación de acciones).

A efectos de calcular los empujes activos de las tierras del trasdós se seguirán las recomendaciones indicadas en el apartado 3.7 de esta ROM.

En el lado de intradós se optará por una de las dos alternativas siguientes para calcular la resistencia pasiva (ver Fig. 4.2.4).

Figura 4.2.4. Esquema del deslizamiento por la base de la banquetta



1. Línea de rotura atravesando de manera ascendente la banquetta. En este caso se añadirá como resistencia el empuje pasivo de la banquetta.
2. Línea de rotura prolongada a lo largo del contacto banquetta-terreno natural. Se añade el empuje pasivo del suelo.

De estas dos opciones se elegirá la que conduzca a un menor coeficiente de seguridad.

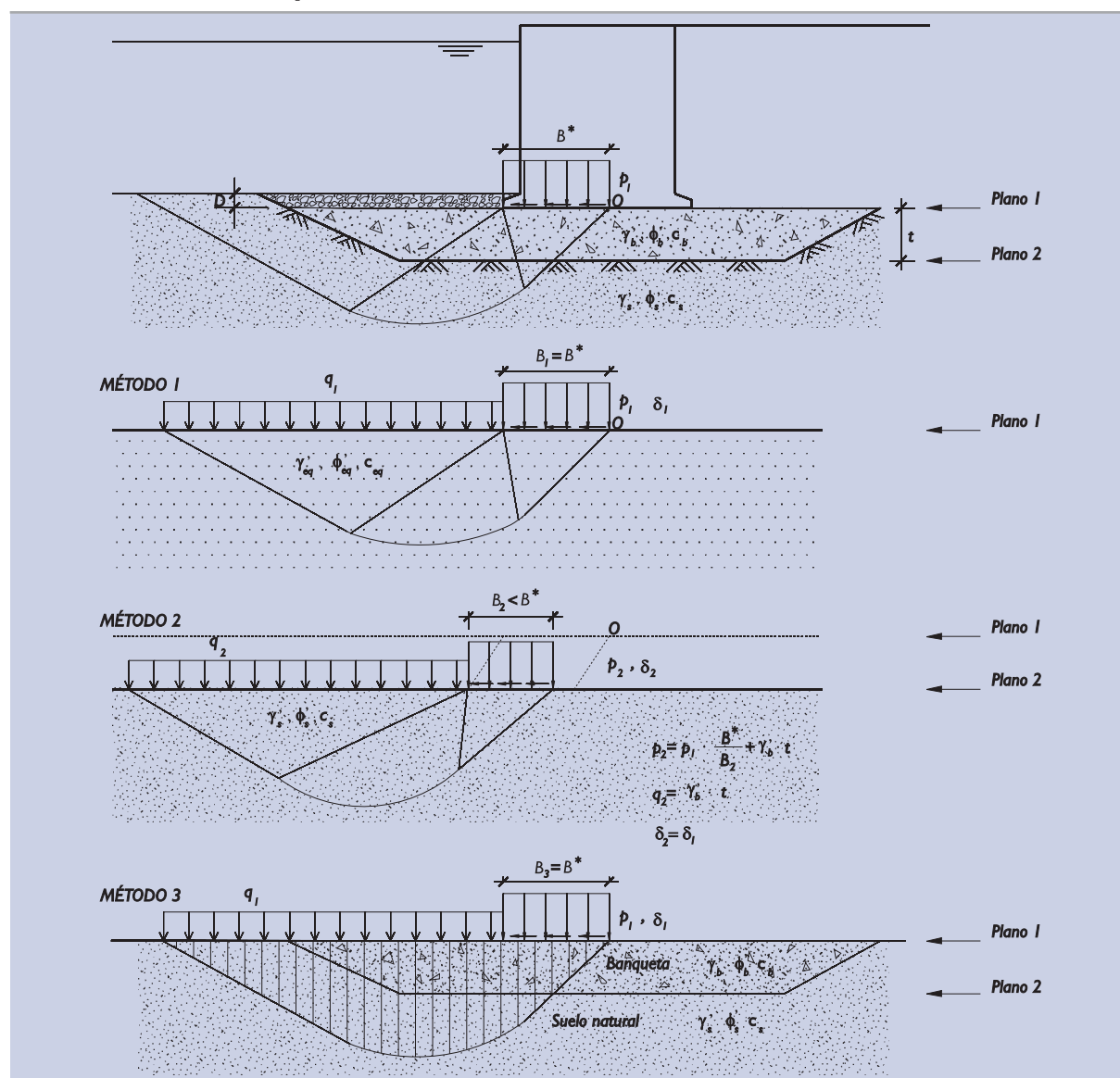
Los coeficientes de seguridad mínimos requeridos frente a este modo de fallo son los indicados en la Tabla 4.2.1.

4.2.3.3 Verificación de la seguridad frente al hundimiento

La comprobación de la seguridad frente al hundimiento se realizará siguiendo las recomendaciones indicadas en el apartado 3.5, correspondiente a cimentaciones superficiales.

Debido a la presencia de la banqueta, el cálculo de la carga de hundimiento corresponderá al de un terreno con dos niveles de resistencia claramente distinta. El cálculo detallado de la carga de hundimiento mediante la teoría de la plasticidad es complejo. Por eso se considera admisible utilizar alguno de los procedimientos simplificados que se indican en la Fig. 4.2.5.

Figura 4.2.5. Métodos simplificados de cálculo de la carga de hundimiento de un muelle de gravedad sobre una banqueta



MÉTODO 1. TERRENO HOMOGÉNEO EQUIVALENTE

En este procedimiento simplificado, la banqueta y el terreno natural son representados por un terreno homogéneo equivalente, cuyas características resistentes (γ_{eq} , c_{eq} y $\tan \phi_{eq}$) son la media ponderada de las correspondientes a esos materiales según se indica en 3.5.4.8.4.

Este método es adecuado para cálculos en los que el ángulo de rozamiento del terreno natural es significativo (cálculos con cimiento drenado). Para cálculos no drenados, en los que el ángulo de rozamiento del terreno se supone $\phi = 0$, la obtención de un ángulo de rozamiento equivalente no es adecuada. Para realizar cálculos de carga de hundimiento en esas situaciones debe utilizarse el método 2 o el 3 o realizar cálculos con modelos numéricos adecuados.

MÉTODO 2. DESCENSO DE CARGAS AL PLANO DE BASE DE LA BANQUETA

Para practicar este método no sólo han de calcularse las cargas activas equivalentes y las cargas pasivas correspondientes sino también definir un ancho de cimentación adecuado en el plano 2.

A falta de otra información se podrá suponer $B_2 = B^* - 1/2 t \geq 0,5 B^*$.

Cuando se trata de realizar cálculos en condiciones no drenadas, suponiendo que el suelo tiene un ángulo de rozamiento nulo ($\phi = 0$) la elección del valor de B_2 es también importante (posibles situaciones de crecimiento de la cohesión con la profundidad), pero no tan decisivo como para el caso de análisis drenados ($\phi \neq 0$)

El valor del ángulo, δ , de inclinación de la carga en superficie se considerará constante en este proceso virtual de descenso de cargas.

El método del descenso de carga es poco adecuado para el cálculo de la carga de hundimiento en condiciones drenadas. En esas circunstancias es preferible el método 1.

Para el caso de rotura sin drenaje ($\phi = 0$) se puede aplicar el procedimiento algo más detallado en el apartado 3.5.4.8.5, donde se estiman con alguna precisión mayor los valores más adecuados de p_2 que conviene utilizar.

MÉTODO 3. UTILIZACIÓN DE MÉTODOS DE REBANADAS

La carga de hundimiento se puede determinar mediante el uso de métodos de rebanadas tanteando líneas de rotura que pasen por el punto 0.

Los detalles sobre la forma de proceder en este caso y la posible precisión de este método se comentan en el apartado 3.8.4.

Aunque el método 3 siempre debe aplicarse, esto no debe excluir que se utilice además, el método 1 (cimientos drenados) o el método 2 (cimiento sin drenaje). La comparación de resultados permite precisar mejor el resultado.

En todo caso, salvo que se trate de una situación clara, es aconsejable también realizar un modelo numérico para verificar este modo de fallo.

4.2.3.4 Verificación de la seguridad frente al vuelco plástico

El cálculo detallado de los muelles de bloques permite obtener la situación del punto de paso de la resultante de la acción de la parte alta del muelle sobre la cara superior de cada uno de los bloques.

El vuelco de los bloques del muelle respecto a otro bloque inferior es un problema estructural que se considera fuera del alcance de esta ROM.

El vuelco, respecto a un punto próximo al pie del muelle en el intradós (lado mar), deberá estudiarse de la manera indicada en 3.7.11.1.2 y el coeficiente de seguridad resultante no será inferior al recomendado en la Tabla 4.2.1.

En esta ROM, el mecanismo o modo de fallo denominado vuelco está controlado por las mismas ecuaciones que definen el hundimiento. La diferencia entre hundimiento y vuelco estriba en que, en el primer caso, la rotura se produciría al aumentar simultáneamente las cargas horizontales y verticales. En el segundo caso se produciría sólo un aumento de las cargas horizontales. Como consecuencia, la acción que provocaría el vuelco sería más inclinada y más excéntrica y, por tanto, el ancho B^* sería más reducido y la penetración en profundidad de la línea de rotura sería menor.

Teniendo esto en mente, los mismos procedimientos de cálculo que se han indicado para el estudio simplificado del hundimiento de muelles son aplicables al caso del vuelco. Ver Fig. 4.2.5.

4.2.3.5 Verificación de la seguridad frente a la estabilidad global

Los mecanismos de rotura considerados en los puntos anteriores se refieren a roturas próximas a los planos más débiles y más cercanos a la estructura de los muelles de gravedad. Es posible, sin embargo, que líneas de rotura algo más alejadas de la propia estructura resulten más críticas.

La rotura según superficies que engloben todo el muelle debe analizarse siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.8, cumpliéndose los requisitos mínimos de seguridad que allí se indican.

Dentro de estos mecanismos de pérdida del equilibrio global en muelles de gravedad, quiere citarse expresamente el deslizamiento profundo a lo largo de algún posible estrato débil del terreno. Es posible que una zona débil de pequeño espesor sea compatible con una seguridad razonable frente a los mecanismos de hundimiento, vuelco y deslizamiento enunciados en los apartados anteriores. Un mecanismo de rotura que suponga una buena parte de la línea de deslizamiento dentro de esas posibles zonas débiles puede requerir el análisis de estabilidad global según líneas no circulares, con un fondo plano en el nivel más débil, que se debe realizar siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.8.

4.2.3.6 Verificación de la seguridad frente a la erosión interna del trasdós

El movimiento del agua, ya sea debido al oleaje o a las mareas, alrededor del muelle puede provocar arrastres de materiales del trasdós, de la banqueta o incluso del cimiento. Este proceso, si no se controla, puede inducir daños en la explanada e incluso en el muelle.

La seguridad contra este tipo de rotura no es cuantificable mediante procedimientos de cálculo sencillos o bien establecidos y, por lo tanto, tal seguridad debe conseguirse mediante medidas preventivas de proyecto.

Deben identificarse, a la hora de proyecto, los posibles caminos del flujo de agua y disponerse las granulometrías de los materiales de tal forma que en los contactos entre distintos materiales se cumplan siempre las condiciones de filtro indicadas en el apartado 3.4.7.

Son especialmente peligrosas las juntas verticales entre los cajones, que deben dotarse de elementos de estanqueidad (o de contención de arrastres) especiales.

Las juntas entre bloques, en los muelles de estas tipologías, no pueden ser impermeabilizadas con garantía. Por ello, en el contacto del muelle con el terreno de trasdós, deben disponerse medidas antiarrastre específicas.

4.2.3.7 Verificación de la seguridad frente a la socavación del pie del intradós

El fenómeno de socavación del pie delantero de los muelles de gravedad es, probablemente, la causa principal de su deterioro a largo plazo.

La socavación del pie delantero puede producirse por varias causas, entre ellas:

- ◆ Corrientes de arrastre.
- ◆ Dragados artificiales próximos.
- ◆ Efecto de las hélices, especialmente las transversales, en las zonas de atraque.
- ◆ Efecto del oleaje.

Los procesos erosivos son especialmente importantes en los extremos de los muelles. Las velocidades del arrastre pueden aumentar en esos bordes.

La socavación podría llegar a afectar a la parte delantera del plano de apoyo del cimiento, reduciendo así el ancho efectivo de cimentación.

La socavación reduce la presión vertical en la zona pasiva que da seguridad a la estructura frente al hundimiento (reducción de la carga de cálculo «q» en la fórmula recomendada para la evaluación de la carga de hundimiento en el apartado 3.5.4.8).

Como consecuencia de todo ello, la socavación puede inducir la ruina de la obra.

Para tener seguridad suficiente frente a este problema se deben disponer medidas preventivas. Entre ellas, pueden citarse:

- ◆ Disponer capas de escollera u otros materiales no erosionables en las zonas de erosión potencial.
- ◆ Prohibición y control de dragados que pudieran afectar al pie delantero del muelle.
- ◆ Control batimétrico regular delante del cantil del muelle.

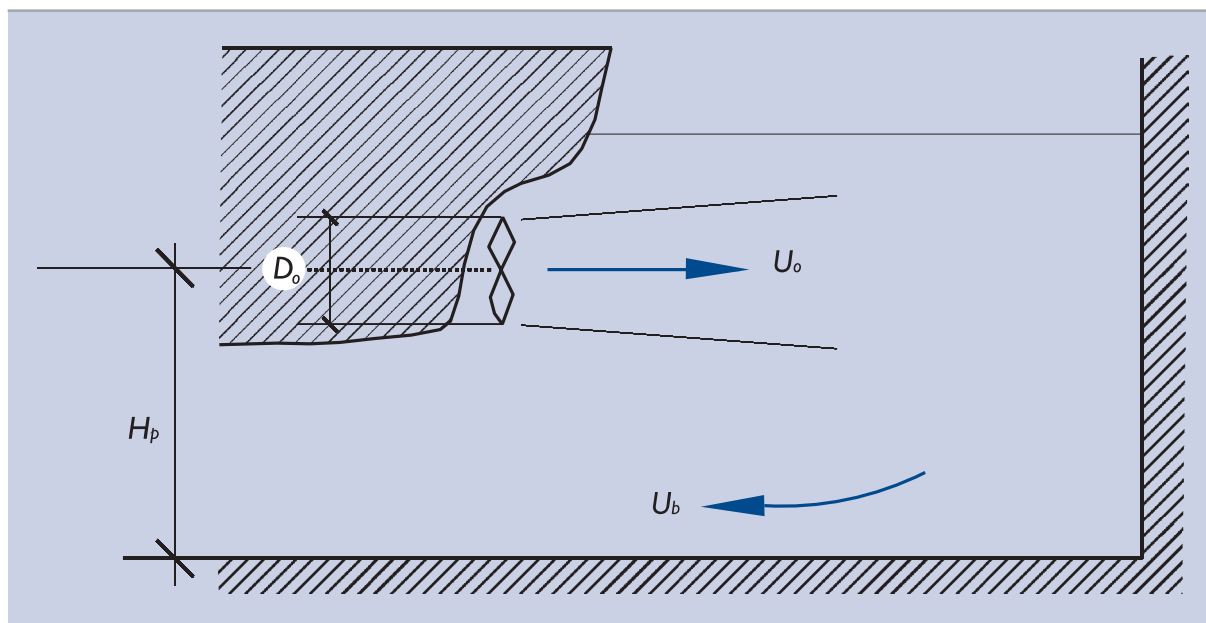
Si la protección contra la erosión se realiza con escollera, cuando el problema sea importante y salvo justificación adecuada, ésta tendrá tamaños con pesos adecuados al caso y se dispondrá en un espesor mínimo del orden de $2D_{50}$, no menor que 1,50 m y en dos capas, en una anchura no menor que el calado del muelle.

La acción erosiva de las hélices de los barcos, especialmente las hélices transversales durante las maniobras de atraque, puede ser muy importante. Las velocidades del movimiento del agua cerca de las hélices pueden ser del orden de 10 a 15 m/s. Cerca de las estructuras pueden alcanzarse valores altos. Las juntas de los muelles de gravedad (entre bloques o entre cajones) pueden ser dañadas. Este aspecto debe vigilarse especialmente.

En el fondo portuario las velocidades del agua suelen ser ya sólo una fracción del máximo indicado pero, aun así, la erosión se producirá cuando los suelos sean poco resistentes a la erosión. En el apartado 3.4.9 se hacen algunos comentarios sobre la resistencia a la erosión de algunos terrenos.

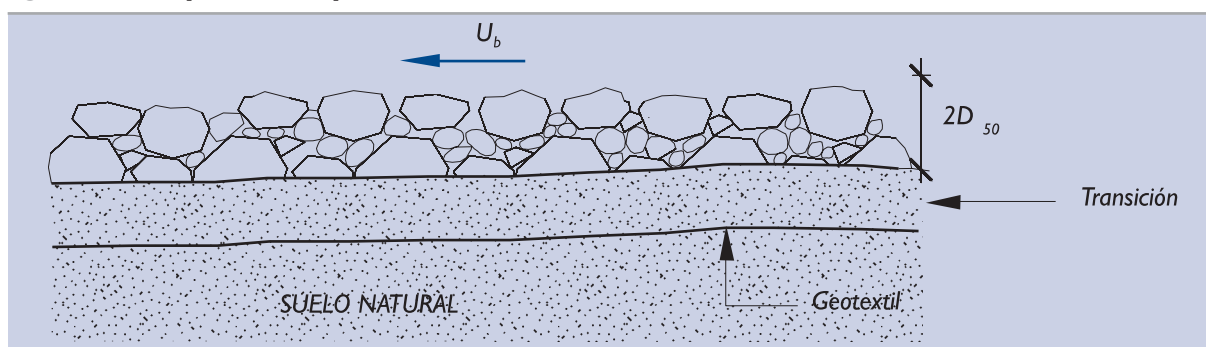
La determinación de las velocidades del agua en el entorno de interés debida a los diferentes agentes causantes (efecto de hélices, oleaje, corrientes,...) es posible pero se escapa del alcance de esta ROM, pudiéndose encontrar en la ROM 3.1 y en la bibliografía especializada. La determinación de la velocidad del agua en el fondo es necesaria sin embargo para poder proyectar una solución que impida que el proceso se desarrolle.

Existen buen número de fórmulas que permiten dimensionar las protecciones necesarias para evitar que se produzca la erosión. El ingeniero debe buscar en los documentos específicos del Programa ROM los procedimientos de análisis más adecuados a su caso. En este sentido, en el apartado 4.7 de esta ROM se indican también algunas recomendaciones que puedan usarse en la solución de este problema, cuando es el oleaje o la corriente el agente causante de la erosión.

Figura 4.2.6. Esquema de la acción erosiva de la hélices

De entre los posibles sistemas de protección, además del indicado en Fig. 4.2.7, se deben mencionar otros usados con cierta frecuencia.

- ◆ Grandes bloques de escollera.
- ◆ Losas de hormigón (que suelen articularse e ir unidas con pasadores).
- ◆ Colchones de material sintético rellenos de hormigón.
- ◆ Gaviones.

Figura 4.2.7. Esquema de una protección antierosiva

Tamaños recomendables en función de la velocidad

U_b (m/s)	D_{50} (m)
1	0,05
2	0,20
3	0,40
4	0,70
5	1,10
6	1,60

En ocasiones se utilizan soluciones activas, que modifican el movimiento del agua (deflectores).

En fondos granulares gruesos o en rellenos granulares artificiales de tamaño medio-alto podría pensarse en no disponer medidas antierosión. En ese caso conviene estimar la profundidad que ésta podría alcanzar. Para ello, el ingeniero debe consultar la experiencia local o las fuentes bibliográficas.

Comentario: En caso de no disponerse ninguna protección la profundidad máxima de remoción del terreno del fondo, cuando éste está formado por suelos granulares gruesos, puede estimarse mediante la expresión aproximada:

$$Z_{\text{máx}} = \frac{1}{250} \cdot \left(\frac{F_o}{H_p / D_o} \right)^{2.9} \cdot H_p$$

donde:

$Z_{\text{máx}}$ = profundidad máxima de erosión.

F_o = número de Froude, dado por:

$$F_o = \frac{U_o}{\sqrt{g \cdot D_s (G - 1)}}$$

U_o = velocidad del agua a la salida de las hélices.

G = peso específico relativo de las partículas del terreno.

g = aceleración de la gravedad.

D_s = diámetro representativo de los granos del suelo. Usualmente D_{50} .

H_p, D_o = dimensiones indicadas en Fig. 4.2.6.

La fórmula es poco precisa cuando se usa fuera del rango $0,1 \text{ m} < D_s < 0,3 \text{ m}$

Ver G.P.Tsinker "Marine structures engineering". Chapman and Hall. 1995.

El ingeniero considerará explícitamente el problema de la socavación del pie de los muelles de gravedad y justificará que las medidas adoptadas proporcionan una seguridad razonable frente a este problema.

4.2.3.8 Resumen de los coeficientes de seguridad mínimos

Los procedimientos de análisis y coeficientes de seguridad que el ingeniero debe adoptar en el proyecto de muelles de gravedad, para asegurar que cada uno de los Estados Límite Últimos no se sobrepasa, están definidos en la Parte 3 de esta ROM.

Al describir, en los apartados precedentes, cada uno de los Estados Límite Últimos se ha hecho una referencia puntual al apartado de la ROM donde se define el procedimiento de cálculo y el coeficiente de seguridad a adoptar. Ambos aspectos (método de cálculo y coeficiente de seguridad) están ligados y no deben dissociarse. Se adjunta a continuación la Tabla 4.2.1, donde se resumen los coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a cada modo de fallo, para obras con ISA bajo. El ingeniero debe conocer el método de análisis asociado antes de utilizarlos.

4.2.4 Estados Límite de Servicio

Los muelles de gravedad, proyectados con los criterios de seguridad indicados en esta ROM, pueden experimentar deformaciones importantes, que el ingeniero deberá estimar y comprobar que son compatibles con el servicio al que se dedica el muelle.

En los apartados 3.5.7 y 3.7.11.2 se dan recomendaciones sobre el procedimiento que debe seguir el ingeniero en la estimación de movimientos de las estructuras de contención de gravedad. Esas recomendaciones son directamente aplicables al tipo de muelles que se viene considerando.

Tabla 4.2.1. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados para el proyecto de muelles de gravedad. ISA bajo (5 a 19)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes F_1	Fundamentales o Características F_2	Accidentales o Sísmicas F_3
3.5.5	Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	1,5	1,3	1,1
3.5.5	Deslizamiento en el contacto de la banquetta y el terreno natural	1,5	1,3	1,1
3.5.4	Hundimiento	2,5	2	1,8
3.5.6 y 3.7.11.3	Vuelco plástico	1,5	1,3	1,1
3.8	Estabilidad global	1,4	1,3	1,1
—	Erosión interna del trasdós	MP	—	—
—	Socavación del pie del intradós	MP	—	—

* Son los controlados, principalmente, por la resistencia del terreno.

MP En estos casos la seguridad no suele ser cuantificada. El problema puede evitarse tomando medidas preventivas adecuadas (MP).

Nota 1: Antes de utilizar estos coeficientes de seguridad deben conocerse los métodos de cálculo asociados que se definen en esta ROM, descritos en este apartado 4.2 y en los apartados que se indican en la primera columna.

Nota 2: Atendiendo al carácter de la obra y a la duración de la situación de proyecto se deberán hacer las modificaciones mencionadas en 3.3.8 y 3.3.10, a los efectos de adecuar los coeficientes de seguridad recomendados.

Nota 3: Los coeficientes de seguridad indicados frente al hundimiento corresponden al uso de la fórmula polinómica (apartado 3.5.4.8) o al uso de métodos de rebanadas. Para otros métodos se usarán los coeficientes de seguridad mínimos que se indican en la Tabla 3.5.6.

Los muelles cuya utilidad exija pequeñas deformaciones pueden requerir medidas especiales de proyecto y procedimientos más detallados para el cálculo de deformaciones.

4.2.5 Otras recomendaciones

Aparte de las Recomendaciones que puedan darse respecto al proyecto de muelles de gravedad en otras partes del Programa ROM, se avanzan, en esta ROM 0.5, algunas recomendaciones generales relacionadas con los aspectos geotécnicos de estas obras.

Banquetas de enrase

La calidad de la roca a utilizar para las escolleras de la banquetta de enrase influye en varios aspectos, tales como la durabilidad y la resistencia a la rotura de los contactos entre distintos fragmentos. Con rocas sanas y resistentes ($q_u > 100 \text{ MN/m}^2$) podrán usarse presiones de contacto estructura-banqueta mayores (σ_{pico} de hasta 1 ó 2 MN/m^2) que con rocas de resistencia moderada o baja ($q_u < 50 \text{ MN/m}^2$), en las que conviene limitar esas presiones de contacto ($\sigma_{\text{pico}} < 0,5 \text{ MN/m}^2$) de manera que el proceso de rotura de los fragmentos sea moderado. En cualquier caso, no es recomendable utilizar escolleras de rocas cuya resistencia a la compresión sea claramente inferior a los 50 MN/m^2 .

La construcción de las banquetas de enrase se hará, en general, sobre un suelo que puede haber sido previamente dragado. Ese contacto será irregular y puede requerir un mayor consumo de material de banquetta que el estrictamente teórico. Se recomienda, en ese sentido, que el espesor de banquetta teórico del proyecto sea, al menos, de un metro, de manera que se cubran todas las irregularidades.

En general, existirá un flujo de agua en el entorno de ese contacto y eso puede conducir a un proceso de erosión que socave la banquetta. Por ese motivo es recomendable que la base de la banquetta tenga una granulometría más cerrada; que haga de filtro frente al fondo natural.

La nivelación de la cara superior de las banquetas de enrase debe ser cuidadosa, de manera que el apoyo de los bloques o de los cajones sea lo más plano y homogéneo posible; de otra forma se producirían asientos diferenciales y esfuerzos parásitos mayores en la estructura del muelle.

En la parte superior de la banqueta en la franja de apoyo del muelle, se limitará el tamaño máximo de la escollera (del orden de 50 kg) de manera que se pueda preparar después una superficie plana con gravas para el enrase final.

Deben esmerarse las operaciones de limpieza de la base de apoyo. Es posible que, entre el final de construcción de la banqueta y la colocación de los bloques o el cajón, se produzca un proceso de sedimentación que deje una capa de fangos en la cara superior de la banqueta. En ese sentido, la colocación de la estructura y el enrase de la banqueta deben realizarse con el menor desfase posible. La inspección de la cimentación y su limpieza, si fuera necesario, deben realizarse inmediatamente antes de la colocación de la estructura sobre la banqueta.

Consideración de los movimientos

En el proyecto de muelles de gravedad sobre suelos, se tendrán en cuenta los movimientos que puedan producirse como consecuencia de la deformación del cimientto.

Esto puede llevar a construir los muelles con cotas teóricas de cimentación más altas, para compensar los posibles asentos, e incluso con cierta inclinación teórica, para compensar futuros desplomes debidos al giro del cimientto. De otra forma las correcciones posteriores, que siempre pueden ser realizadas al construir la superestructura, pueden resultar demasiado grandes.

Los movimientos del muelle deben vigilarse durante su construcción, de manera que a la hora de construirse la superestructura se disponga de un pronóstico fiable de los movimientos remanentes y, de esa forma, se pueda actuar en consecuencia.

Consideración sobre las juntas

Las juntas entre los cajones y entre los bloques serán pasos preferentes del agua en las carreras de marea y durante los oleajes.

La separación entre los cajones debe ser suficientemente amplia para absorber las irregularidades de construcción pero después han de protegerse, con algún procedimiento de eficacia probada, para evitar posibles arrastres causados por el flujo de agua.

Las juntas entre bloques son difícilmente controlables y, por lo tanto, en zonas donde pudiera haber oleaje, se producirán subpresiones importantes (la presión del agua en las juntas tarda en disiparse y puede ser mayor que la del agua en el frente cuando la ola baja) que pueden desestabilizar los bloques. La construcción de muelles de bloques en zonas de oleaje es, por este motivo, problemática.

La construcción de la superestructura debe proyectarse de manera que se permita el juego correspondiente a los movimientos remanentes debidos a la construcción del muelle, así como los debidos a las futuras cargas y sobrecargas. En ese sentido deben disponerse las juntas convenientes.

Secuencia constructiva

En general las peores condiciones frente a los Estados Límite Últimos se darán con la obra terminada y en ciertas situaciones de las sobrecargas. Es posible, sin embargo, que en ciertas Fases de Construcción se produzca, transitoriamente, una situación adversa.

Esa circunstancia puede darse, por ejemplo, cuando se inicia el trasdosado del muelle antes de completar su estructura.

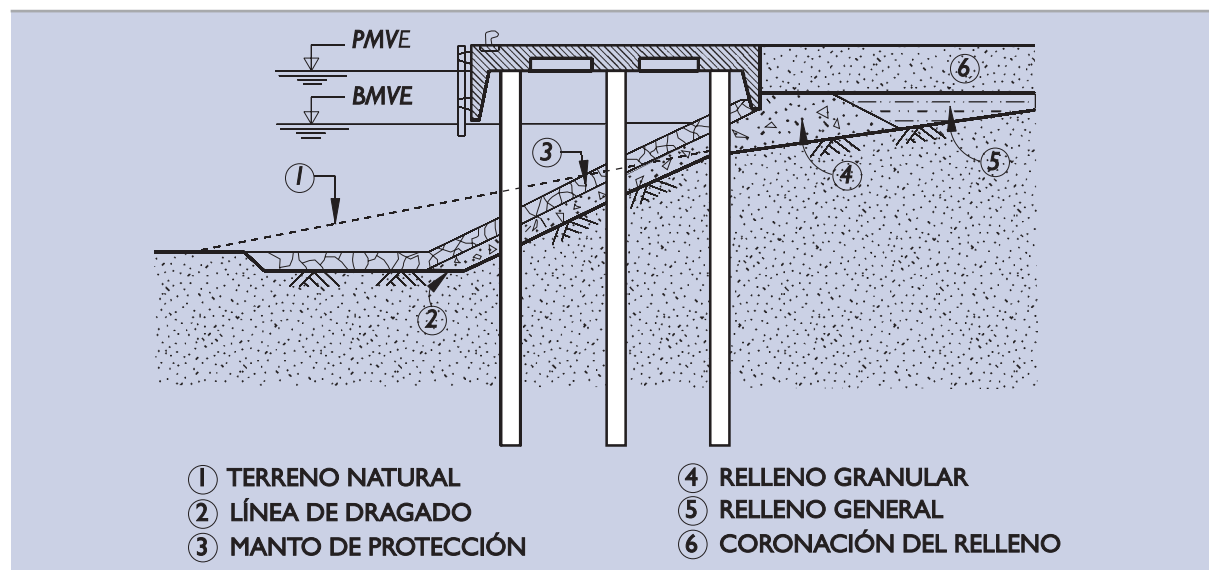
Por ese motivo, las comprobaciones de seguridad indicadas en los apartados precedentes deben extenderse a todas las fases de la secuencia constructiva del muelle.

4.3 MUELLES Y PANTALANES DE PILOTES

La construcción de muelles apoyados sobre cimentaciones profundas es una práctica obligada en aquellos terrenos en los que el sustrato resistente está a una profundidad excesiva para construir muelles de gravedad. Pueden ser también de interés en terrenos de compacidad media, como alternativa a otras tipologías posibles.

El esquema típico del muelle de pilotes se representa en la Fig. 4.3.1, donde se indican los elementos geotécnicos más característicos.

Figura 4.3.1. Muelle de pilotes



Aunque en el esquema indicado se representa la plataforma del muelle sustentada únicamente mediante pilotes verticales, existen otras disposiciones donde se incluyen algunos pilotes inclinados de manera que colaboren, con su resistencia axial, a soportar los esfuerzos horizontales.

Los pantalanes de pilotes tienen, en general, una estructura más simple. Los rellenos de talud y trasdós, que complican a los muelles con terraplén adosado, no existen. Las recomendaciones que aquí se hacen para los muelles, sin embargo, deben seguirse, en aquello que resulte de aplicación, en el proyecto de los pantalanes.

4.3.1 El terreno natural. Estudio del cimiento

El estudio del terreno en el entorno de la obra debe realizarse con el objeto de poder evaluar la seguridad frente a los estados límite que aquí se citan y con el fin de estudiar con antelación los posibles problemas de ejecución, en especial la hincada de los pilotes, en caso de que tal tipo de solución sea de interés.

A esos efectos, será necesario conocer la estratigrafía del terreno hasta un nivel claramente situado bajo las puntas de los pilotes más profundos que después puedan proyectarse.

De cada nivel o terreno diferente, será necesario conocer su naturaleza y granulometría (ensayos de identificación), su densidad natural, su humedad y su resistencia al corte. En general, también será necesario conocer la deformabilidad del terreno, bien mediante ensayos de campo específicos (presiómetros, por ejemplo) o bien mediante ensayos de laboratorio.

Entre los reconocimientos geotécnicos de más interés para el estudio de la capacidad portante de los pilotes, deben citarse los ensayos de penetración estática continuos en suelos blandos y los ensayos SPT en suelos granulares.

En el reconocimiento de formaciones rocosas, donde pudieran empotrarse o apoyarse, en profundidad, las puntas de los pilotes, será necesario conocer, además de su naturaleza y estado de densidad y humedad, su grado de diaclasamiento y alteración y la resistencia a compresión simple de su matriz.

Es importante, además, estudiar bien la zona de transición suelo-roca. En ella podrían quedar las puntas de los pilotes, si así lo especificara el proyecto.

En la planificación de los reconocimientos geotécnicos se tendrá en cuenta, además, el entorno de la obra, ya que será necesario, en general, analizar los problemas asociados a la estabilidad global del muelle, así como aspectos relacionados con el deslizamiento local del talud del muelle entre los pilotes que sustentan la plataforma.

Para planificar y realizar los reconocimientos del terreno se tendrán en cuenta las recomendaciones que se indican en la Parte 2 de esta ROM. También deberá tenerse presente que la información buscada con estos reconocimientos ha de utilizarse posteriormente siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.6 “Cimentaciones profundas” y, por lo tanto, es obligado el conocimiento y la consideración de las mismas.

4.3.2 Elección del tipo de pilote

Los pilotes que pueden utilizarse en la construcción de muelles y pantalanos son de tipos muy variados. Desde el punto de vista geotécnico conviene distinguir dos grandes grupos:

a. Pilotes hormigonados “in situ”

Su ejecución requiere la perforación previa del terreno y la ejecución posterior del hormigón. Dependiendo del procedimiento de ejecución, existe una gran variedad de tipos que no se intenta describir aquí.

b. Pilotes prefabricados hincados

El elemento estructural del pilote se hincan en el terreno mediante percusión (en ocasiones mediante vibración) en su cabeza.

Dependiendo del tipo de material (hormigón armado o pretensado, acero, madera, etc.) y dependiendo de la técnica de hincado, existen también un buen número de tipologías de pilotes hincados.

Existen, además, algunos pilotes que podrían clasificarse en un lugar intermedio entre estos dos tipos básicos, tal como se describe en el apartado 3.6.1.2 de esta ROM.

No existen criterios geotécnicos generales que indiquen la conveniencia de un tipo específico de pilote para construir muelles o pantalanos y por eso el ingeniero debe considerar, en cada caso concreto, varios tipos de pilotes y elegir, tras un estudio comparativo, el más adecuado.

Al realizar ese estudio comparativo, se tendrán en cuenta los siguientes factores:

◆ Posibilidades de ejecución

Prácticamente cualquier tipo de pilote puede ser construido en cualquier tipo de terreno. Las dificultades que pueden ofrecer ciertos niveles duros que hayan de atravesarse, o el empotramiento en roca, se pueden resolver mejor con pilotes hormigonados “in situ” aunque también puede realizarse con pilotes hincados (ayudas de lanzas de agua, por ejemplo),

La utilización de pilotes hormigonados “in situ” en la construcción de muelles puede exigir o un encaisado especial de la zona superior (parte exenta más los primeros metros del terreno natural) o la construcción de rellenos provisionales. Ambas alternativas han de estudiarse y compararse.

Los grandes pilotes prefabricados de hormigón son difíciles de hincar con inclinaciones fuertes. Los esfuerzos horizontales, en esos casos, han de soportarse por flexión, aprovechando la capacidad estructural del pilote.

Los pilotes de gran capacidad de carga individual son en general más indicados en los muelles de gran calado.

◆ **Aprovechamiento de la capacidad resistente**

La capacidad estructural de los pilotes debe estar en consonancia con la resistencia del terreno. Utilizar los pilotes de gran capacidad de carga estructural en terrenos que proporcionan una carga de hundimiento baja implicaría un sobredimensionamiento estructural. Esto puede ser necesario cuando se soportan esfuerzos horizontales fuertes con pilotes verticales que necesitan gran resistencia a flexión.

En general, cuando la mayor parte de la resistencia del terreno se moviliza por fuste, son más indicados los pilotes de menor tamaño. En los pilotes columna, que transmiten la carga principalmente por punta, los pilotes de gran tamaño pueden conducir a un mejor aprovechamiento de su capacidad de carga estructural.

◆ **Comportamiento a largo plazo**

En la elección de los materiales que constituyen los pilotes debe considerarse la durabilidad en las condiciones de servicio. Los hormigones de baja calidad, las maderas no tratadas y los elementos metálicos no protegidos, pueden conducir a problemas de pérdida de capacidad, particularmente en las zonas de carrera de marea.

La elección del tipo de pilote, particularmente la determinación de su tamaño, repercute notablemente en el proyecto de la superestructura del muelle. El estudio comparativo de las distintas alternativas de pilotes debe incluir la consideración del tipo de superestructura asociado.

La comparación, durante la realización del proyecto, de costes y plazos de construcción de diversas alternativas que tengan un nivel de seguridad común debe conducir a la selección del tipo de pilote más adecuado.

4.3.3 Estudio de los materiales

Los materiales de relleno a utilizar en los muelles de pilotes pueden ser de tipo y función muy variado. En general existirá:

- ◆ Un material de protección contra la socavación en el pie delantero del muelle.
- ◆ Un manto de protección del talud.
- ◆ Un relleno general.

Los dos primeros materiales, también en términos generales, estarán formados por escolleras, aunque pueden también estar formados por bloques, losas u otros elementos, generalmente de hormigón.

En caso de escolleras, interesa conocer la naturaleza de la roca, su densidad, su alterabilidad, su resistencia a compresión simple y con esas propiedades podrá evaluarse su durabilidad (existen también ensayos específicos de durabilidad que pueden realizarse en casos dudosos). La granulometría del material es un dato esencial para evaluar su resistencia a la erosión.

Bajo el manto de protección del talud, puede ser necesario disponer capas de transición que cumplan la condición de filtro hasta el terreno natural o relleno general. De estos materiales interesa conocer las características granulométricas, así como la durabilidad de los minerales que forman sus granos.

De los otros materiales de relleno que puedan intervenir en un determinado proyecto interesarán, en general, sus características de identificación (granulometría y límites de Atterberg) y sus posibles condiciones de estado (densidad seca y humedad). En ocasiones, su resistencia y/o su deformabilidad puede ser trascendente y, en esos casos, serán necesarios ensayos adicionales.

Para los rellenos a colocar por encima del nivel del agua, mediante extendido y compactación, será necesario conocer, además de los datos indicados en el párrafo anterior, las características de compactación en laboratorio (ensayos Proctor y CBR, por ejemplo), así como otros ensayos específicos para poder calificar la explanada que se pueda conseguir con ellos, según se indica en la ROM 4.1 “Pavimentos portuarios”.

Los fondos naturales donde se construyen muelles de pilotes suelen estar formados por suelos poco resistentes. El peso de los rellenos provocará un asiento que será importante a la hora de utilizar la explanada superior. El estudio de la consolidación de los fondos naturales (ensayos edométricos, reconocimiento geotécnico con piezoconos, etc.) será de gran importancia en estos casos.

4.3.4 Acciones sobre los pilotes

A efectos de comprobar los estados límite que más adelante se indican, es necesario el cálculo previo de las acciones en las cabezas de los pilotes o puntos de unión pilote-superestructura.

Las cargas sobre los muelles pueden tener un marcado carácter impulsivo (ataque y amarre). En los muelles y especialmente en los pantalanes puede ser necesario considerar el efecto del oleaje.

Los valores de cálculo de las acciones han de determinarse después de considerar el fenómeno de interacción del agente con el conjunto de la estructura del muelle y el terreno. Esto puede requerir un cálculo dinámico de interacción cuyas bases se exponen en el apartado 3.10.

Para calcular esas acciones, cada pilote se puede representar en el modelo de cálculo correspondiente mediante una viga de características similares a las del pilote real en la parte exenta. La parte enterrada se puede representar como una viga rígida sustentada en un extremo inferior mediante unos resortes cuyas constantes dependen de las características del terreno y del propio pilote. En la Fig. 3.6.15 de la Parte 3 de esta ROM se indican unas fórmulas aproximadas para estimar la longitud de esta viga rígida y para calcular las constantes de los resortes que la sustentan.

Las acciones del oleaje sobre los pilotes pueden evaluarse con las fórmulas de Morison, que son de amplio uso y que no se incluyen aquí por ser principalmente un problema hidráulico y de solución bien conocida.

El carácter cíclico y alternante o impulsivo de las acciones ha de tenerse en cuenta en el cálculo. En el apartado 4.3.5.3 se indican algunas recomendaciones en este sentido.

Las combinaciones de carga a tener en cuenta en el estudio de los estados límite que aquí se consideran son las indicadas en esta ROM 0.5 (apartado 3.3.5.4).

El empuje del terreno sobre la parte trasera del muelle estará en consonancia con el movimiento esperado del muelle. En general se admite, para el cálculo de los Estados Límite Últimos que aquí se consideran, que el empuje sea calculado en la condición de activo cuando el movimiento del muelle, en la hipótesis correspondiente, sea en el sentido de alejarse de las tierras que producen el empuje.

Cuando el movimiento del muelle sea en sentido contrario, el empuje de tierras a considerar estará comprendido entre el empuje al reposo y el empuje pasivo, dependiendo del movimiento relativo entre el mue-

lle y las tierras. A efectos de evaluar esta situación se deben seguir las recomendaciones indicadas en el apartado 3.7.

En las disposiciones estructurales con pilotes inclinados, puede resultar que algún pilote, en alguna situación de proyecto, resulte traccionado. Puede ser conveniente, en esos casos, disponer unas plataformas estructurales más pesadas que limiten estas tracciones.

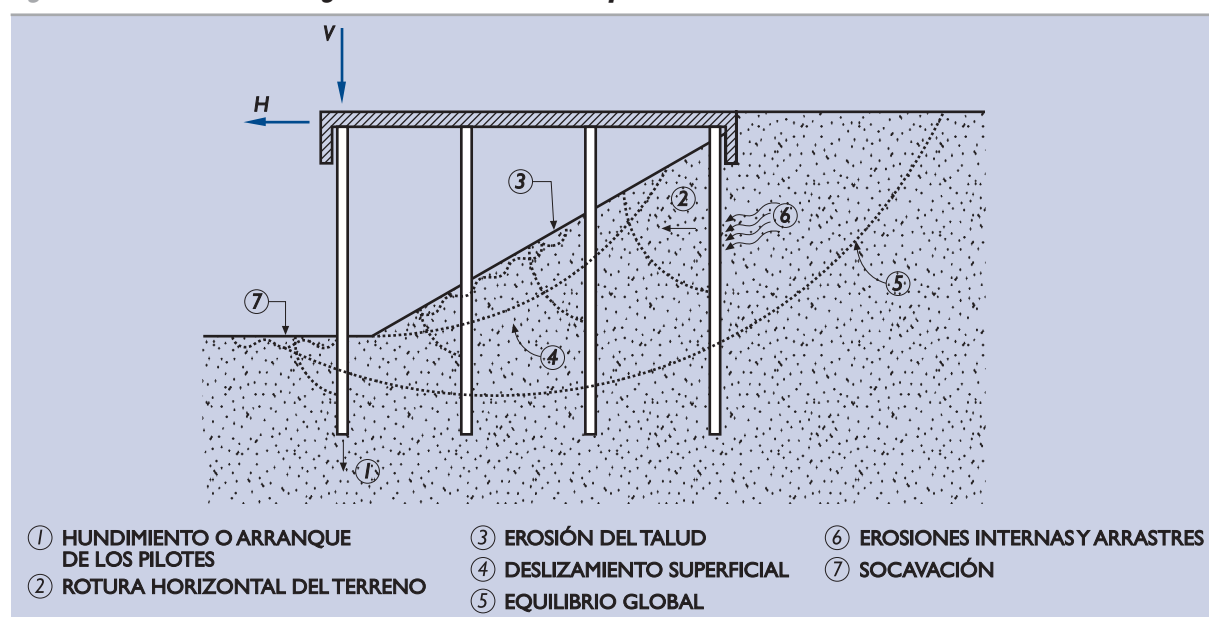
A efectos de analizar otros estados límite controlados por la resistencia estructural del pilote pueden ser necesarios otros cálculos, sobre los que se dan recomendaciones en el apartado 3.6 de esta ROM.

4.3.5 Estados Límite Últimos

Los Estados Límite Últimos que deben contemplarse en el proyecto de muelles y pantalanés sobre pilotes y que están controlados por la resistencia del terreno, son los que se consideran en los apartados que siguen. Los modos de fallo correspondientes se indican esquemáticamente en la Fig. 4.3.2.

Además de estos modos de fallo, de tipo geotécnico, deben considerarse otros modos controlados principalmente por la resistencia estructural de los pilotes o de la superestructura del muelle y que no son objeto de esta ROM.

Figura 4.3.2. Modos de fallo geotécnicos en muelles de pilotes



4.3.5.1 Verificación de la seguridad frente al hundimiento o arranque de los pilotes

La carga que actúa individualmente en la cabeza de cada pilote (o sección de unión con la superestructura) debe determinarse, para cada combinación de acciones estipuladas, siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 4.3.4 precedente.

La componente axial de la carga individual de cada pilote permitirá calcular el coeficiente de seguridad frente al hundimiento (o arranque, si la acción fuese de tracción) según el procedimiento que se indica en el apartado 3.6 de esta ROM, y verificar que los coeficientes de seguridad obtenidos son superiores a los mínimos indicados en la Tabla 3.6.1, según el caso.

El posible efecto del rozamiento negativo se tendrá en cuenta siguiendo las recomendaciones indicadas en 3.6.3.4.1.

El efecto grupo debe considerarse tal como se indica en los apartados 3.6.6 y 3.6.7.

4.3.5.2 Verificación de la seguridad frente a la rotura horizontal del terreno

Las cargas horizontales en muelles y pantalanes pueden ser muy importantes debido a los empujes de atraque, a los tiros de amarre y, en ocasiones, a los efectos del viento sobre la superestructura, del oleaje y del empuje de tierras.

Las acciones del viento y del oleaje sobre el muelle serán determinadas según se especifica en las correspondientes ROM y atendiendo a los criterios generales que se indican en 3.3.5.

Los empujes de tierras sobre el talón trasero del muelle se calcularán, a efectos de la comprobación de este Estado Límite Último, suponiendo la condición de empuje activo y se considerarán como una acción externa.

En aquellos casos especiales en los que el mecanismo de rotura horizontal del terreno objeto de comprobación implique un movimiento del muelle hacia las tierras, el coeficiente de empuje utilizado para evaluar el empuje de tierras en la parte trasera del muelle será el empuje pasivo. El empuje pasivo será considerado como una resistencia a sumar a la de los pilotes y no como una acción externa. Para realizar estas comprobaciones se supondrá que el pilote está enterrado desde su intersección con el talud del relleno y que sólo actúa sobre él, como acción, la que le transmita la estructura y el oleaje que pueda afectarle directamente. Los empujes del terreno que suelen actuar en los pilotes en talud, calculados como se indica en el apartado 3.6.3.4.3, no se tendrán en cuenta en esta situación de empuje de la estructura del muelle contra tierra.

Cuando se produzca la situación contraria, de tiro sobre el muelle y movimiento de éste hacia el lado mar, o cuando el movimiento del muelle no sea significativo, los pilotes se considerarán enterrados a cierta profundidad, h , bajo la línea de intersección del talud del muelle con el eje del pilote y sobre esa zona de altura h se supondrá como acción permanente el empuje del talud del muelle sobre el pilote. El cálculo de h y del empuje correspondiente se realizará tal como se indica en el apartado 3.6.3.4.3.

El coeficiente de seguridad frente a rotura horizontal del terreno se define como cociente entre la suma de las resistencias de cada pilote (y eventualmente el empuje pasivo del trasdós del muelle, si es el caso) y la acción horizontal total, esto es:

$$F_{(\text{rotura horizontal})} = \frac{\sum_{i=1}^n H_{(\text{rotura})}}{H}$$

donde:

$H_{(\text{rotura})}$ = resistencia individual a la rotura horizontal del terreno de cada uno de los “ n ” pilotes de cada cuchillo del muelle. El empuje pasivo se contabilizará como una resistencia más, cuando la rotura que se estudia es hacia el lado tierra.

H = fuerza total actuante sobre el ancho de muelle correspondiente al cuchillo. Si la rotura que se analiza es hacia el lado mar, el empuje activo de las tierras sobre el muro de cierre del muelle se contabilizará como una acción más.

La carga de rotura horizontal individual en cada pilote se evaluará siguiendo las recomendaciones indicadas en el apartado 3.6.8, donde además se indican recomendaciones para considerar el efecto grupo y los coeficientes de seguridad mínimos que deben obtenerse.

4.3.5.3 Verificación de la seguridad frente a la erosión del talud

El agua del mar, en el entorno de los muelles y pantalanes de pilotes, puede moverse de manera significativa y será el ingeniero quien determine un valor razonable de los parámetros y factores que intervengan en este problema.

Son causa de movimiento el oleaje, las posibles corrientes y los propios buques, especialmente cuando van dotados de potentes hélices transversales.

El movimiento del agua en el entorno del muelle puede provocar la erosión superficial del talud. Por ese motivo, los taludes de los muelles de pilotes deben tener mantos protectores de escollera u otros elementos análogos.

La estabilidad del manto protector de los taludes puede analizarse mediante fórmulas empírico-experimentales del tipo de la inicialmente propuesta por Iribarren. A estos efectos, podría utilizarse la fórmula de Hudson:

$$W = \frac{\gamma_s H_d^3}{K_D \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cotg \alpha}$$

donde:

- W = peso nominal de los bloques de protección.
- H_d = altura de la ola de proyecto.
- γ_s = peso específico unitario de los elementos de protección.
- γ_w = peso específico del agua.
- α = ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal.
- K_D = coeficiente de estabilidad de los elementos de protección.

El ingeniero debe conocer la altura de la ola de proyecto que puede afectar a la obra. A falta de otra información más específica se tomará, para una situación portuaria usual (muelles abrigados), una altura de ola de proyecto como mínimo igual a un metro (H_d ≥ 1 m), que podría representar el oleaje causado por el paso de un buque. Cuando sea previsible el atraque de buques con hélices transversales, esa altura de cálculo debe ser como mínimo igual a 2 m (H_d ≥ 2 m).

El coeficiente de estabilidad de los bloques de escollera rugosa y angulosa que normalmente se utiliza se supondrá:

- K_D = 4 para la zona frontal del muelle.
- K_D = 2,3 para las zonas extremas, donde la erosión superficial puede ser más acusada.

Si se utilizan elementos artificiales de protección el ingeniero utilizará los coeficientes de estabilidad adecuados.

El espesor de la capa de protección será al correspondiente a dos capas del material adoptado, no siendo menor de 1 a 1,5 m.

El ingeniero puede utilizar otros procedimientos de proyecto de la capa de protección, aportando siempre la debida justificación.

4.3.5.4 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento superficial del talud

El deslizamiento del talud del muelle, según líneas de rotura que no penetren en su interior a profundidades mayores que la mitad de la separación entre cuchillos (aproximadamente), debe considerarse como rotura super-

ficial. La estabilidad según esas líneas de rotura no estaría condicionada por la presencia de los pilotes; el talud podría deslizarse entre dos cuchillos de pilotes sin que éstos colaboren en la resistencia al deslizamiento.

El estudio de la estabilidad al deslizamiento del talud según estas líneas de deslizamiento superficiales debe realizarse siguiendo las recomendaciones indicadas en el apartado 3.8. En el apartado 4.7.3.2 se indican recomendaciones complementarias que pueden ser de interés.

Profundidades de deslizamiento mayores implicarían la intervención de los pilotes del talud. El problema entonces es diferente y debe calificarse como un Estado Límite Último de estabilidad global de la obra. La rotura conjunta del talud y de los pilotes se considera a continuación.

4.3.5.5 Verificación de la seguridad frente al equilibrio global

La rotura del terreno, englobando total o parcialmente al muelle, es una situación límite controlada, principalmente, por la resistencia del terreno.

Los deslizamientos superficiales del talud, según líneas de rotura poco profundas comparadas con la separación entre cuchillos de pilotes (espesores de la masa deslizante máximos inferiores a la mitad de esa separación, como orden de magnitud), deben considerarse como deslizamientos superficiales y no como un problema de estabilidad global, ya que de ocurrir no implicarían necesariamente la rotura simultánea de los pilotes del muelle. El análisis del Estado Límite Último producido por deslizamientos superficiales se ha comentado en el apartado anterior.

La seguridad frente al Estado Límite Último de equilibrio global debe comprobarse siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.8 de esta ROM y los niveles de seguridad alcanzados deben superar los mínimos que allí se indican.

La presencia de los pilotes en el talud hace que el cálculo del coeficiente de seguridad correspondiente, siguiendo las recomendaciones generales que se indican en el apartado 3.8.4, sea complicado. Por ese motivo se considera aceptable el método simplificado de cálculo que se ilustra en la Fig. 4.3.3.

Según ese procedimiento el conjunto del terreno y los pilotes puede representarse por un terreno equivalente sin pilotes pero con un aumento virtual de su cohesión.

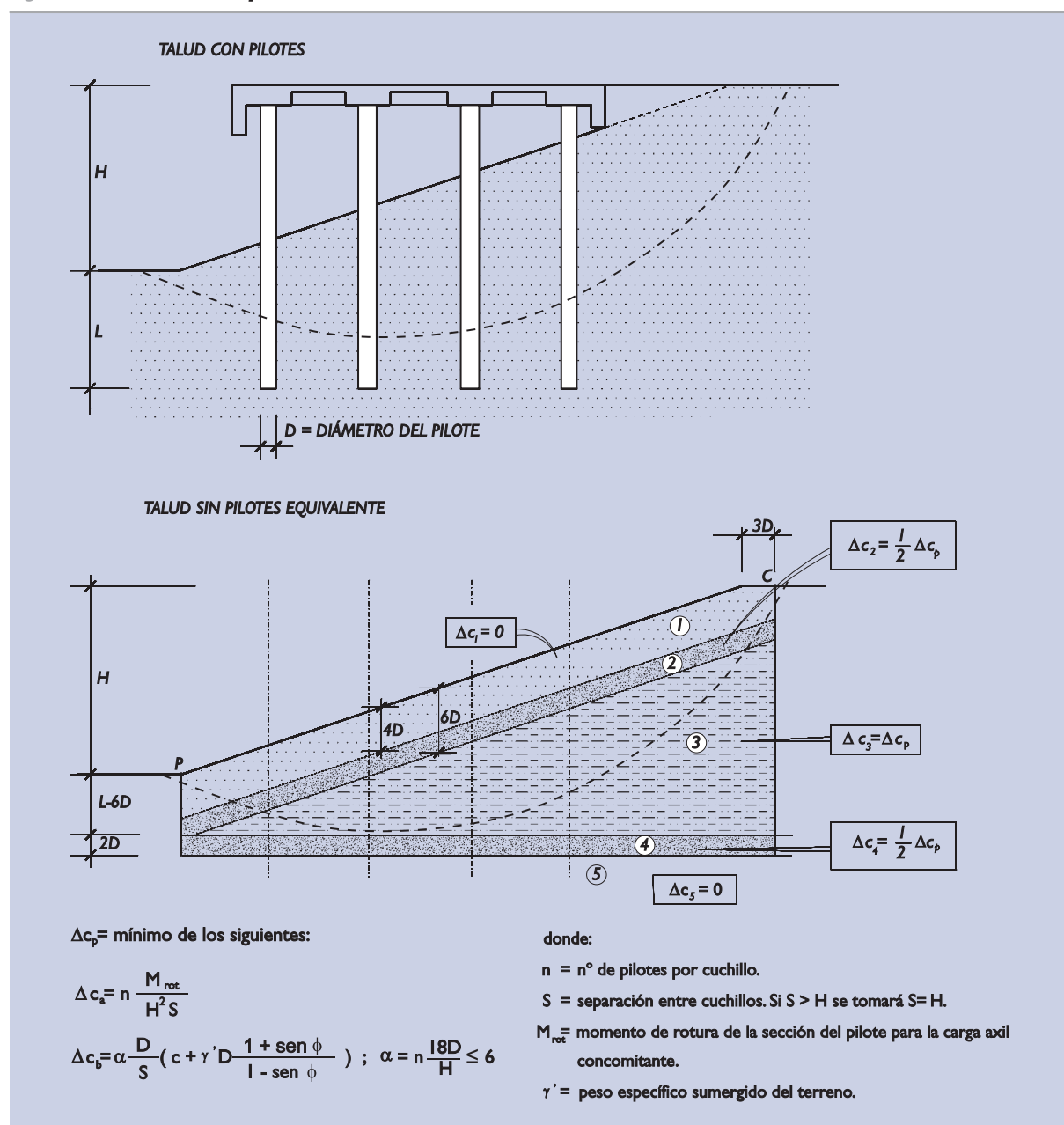
El aumento virtual de la cohesión que ha de suponerse para representar la presencia de los pilotes es diferente para cada una de las cinco zonas que se indican en la citada figura.

- Zona 1.** Queda delimitada por la vertical que pasa por el pie P y por la vertical que pasa por la cabeza C y tiene un espesor medido en vertical igual a 4D.
- Zona 2.** Está limitada por las dos mismas verticales, queda debajo de la anterior y tiene un espesor medido en vertical 2D.
- Zona 3.** Queda comprendida entre las zonas 2 y 4.
- Zona 4.** Banda horizontal de espesor 2D con su cara superior ubicada a una profundidad L-6D bajo el pie, P.
- Zona 5.** El resto del semiespacio.

En la zona 3 es donde ha de suponerse un aumento de cohesión igual al valor Δc_p que se indica en la Fig. 4.3.3. En las zonas 2 y 4, adyacentes, el valor del incremento de cohesión que debe suponerse es la mitad del anterior. En las zonas 1 y 5 se supondrá que no hay incremento de cohesión.

El aumento de cohesión, Δc_p , correspondiente a la zona 3 está calculado, en ese procedimiento simplificado, por una doble vía. Por un lado se considera la máxima carga que puede soportar la estructura de cada pilote, que se caracteriza por el momento flector de rotura (M_{rot}) concomitante con la carga axial correspondiente a la hipótesis de cálculo en estudio. Por otro lado se considera la máxima carga que el terreno de la masa deslizante es capaz de transmitir a cada pilote antes de fluir alrededor de él. El valor menor de los dos incrementos de cohesión es el que debe utilizarse en los cálculos.

Figura 4.3.3. Método simplificado de cálculo de estabilidad



En el cálculo del incremento de cohesión virtual producido por este segundo efecto (Δc_b en la figura que se comenta), es necesario utilizar como dato la resistencia del material del talud. Éste estará formado, en general, por materiales de distinta resistencia y por lo tanto será necesario hacer un promedio adecuado. Siempre será conservador suponer que el terreno es homogéneo y utilizar la resistencia del terreno más débil.

Cuando el estudio del equilibrio global sea crítico, será preciso realizar cálculos más precisos.

En particular, se quiere advertir sobre la peligrosidad de deslizamientos profundos que interesen estratos débiles de poco espesor. Ese tipo de rotura, cuyo riesgo no es valorable con cálculos mediante líneas de rotura circulares, debe ser analizado siguiendo el método general indicado en 3.8.4.6, suponiendo líneas de rotura cuyo fondo tenga un gran desarrollo en el estrato débil.

4.3.5.6 Verificación de la seguridad frente a las erosiones internas y arrastres

El movimiento del agua puede provocar el arrastre de partículas del suelo y producir una erosión interna.

Las erosiones internas deben evitarse analizando el movimiento del agua y disponiendo los materiales con granulometría tal que en cada contacto se cumpla la condición de filtro. Se tendrá en cuenta, además, que los materiales externos, en contacto directo con el agua, sean autoestables ante las filtraciones. A este respecto, se dan recomendaciones más detalladas en el apartado 3.4.7 de esta ROM.

4.3.5.7 Verificación de la seguridad frente a las socavaciones

La socavación del pie del talud de un muelle de pilotes puede provocar un Estado Límite Último de degradación progresiva, cuya ocurrencia puede acarrear la ruina de la obra.

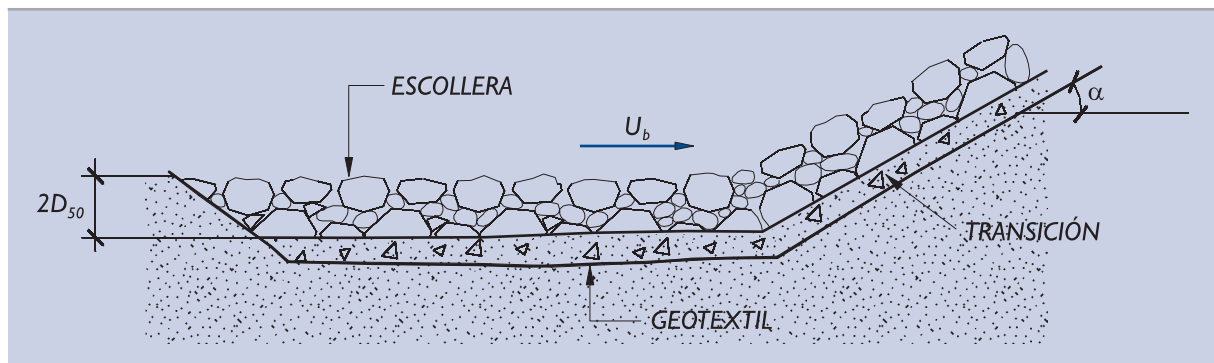
La socavación puede ser provocada por las hélices de los barcos, por las corrientes de agua y por el oleaje, así como por otras causas artificiales menos previsibles.

El ingeniero debe considerar este modo de fallo y tomar, al respecto, las medidas preventivas adecuadas.

Una posible forma de protección es la que se indica en la Fig. 4.3.4. Su dimensionamiento está basado en la estimación de la velocidad del agua U_b que previamente habrá que determinar.

En el apartado 4.2.3.7 se indican algunas recomendaciones relativas a la socavación en el entorno del pie de los muelles de gravedad que son aplicables también a este caso.

Figura 4.3.4. Método de cálculo de la protección de pie del talud mediante escolleros de características granulométricas no uniformes



TAMAÑO DE ESCOLLERA

$$D_{50} \geq h \cdot \left[\frac{U_b}{B \sqrt{K \cdot \Psi \cdot g \cdot (G - I) \cdot h}} \right]^{2,5}$$

D_{50} = tamaño medio de la escollera de protección.

B = número adimensional que depende del tipo de flujo:

$B = 6$ (flujo turbulento).

$B = 7$ a 8 (flujo normal).

$B = 8$ a 10 (flujo poco turbulento).

K = coeficiente reductor por efecto de la inclinación del talud, $K = 1 - \sin^2 \alpha / \sin^2 \phi$. Siendo α = ángulo de inclinación del talud y ϕ = ángulo de rozamiento interno del terreno de apoyo de la protección.

- ψ = parámetro adimensional que depende del comportamiento buscado:
 $\psi = 0,03$ (sin movimiento de piezas).
 $\psi = 0,04$ (inicio del movimiento de piezas).
 $\psi = 0,06$ (rotura).
 g = aceleración de la gravedad.
 G = peso específico relativo de la escollera.
 h = calado.

4.3.5.8 Resumen de los coeficientes de seguridad mínimos

Los coeficientes de seguridad mínimos que el ingeniero debe adoptar en el proyecto de muelles y pantalanes de pilotes para asegurar que cada uno de los Estados Límite Últimos no se sobrepasa, están definidos en la Parte 3 de esta ROM.

Al describir, en los apartados precedentes, cada uno de los modos de fallo, se ha hecho una referencia puntual al apartado de la ROM donde se define el procedimiento de cálculo y el coeficiente de seguridad a adoptar. Ambos aspectos (método de cálculo y coeficiente de seguridad) están ligados y no deben disociarse. A pesar de ello, se adjunta a continuación la Tabla 4.3.1, donde se resumen los coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a cada modo de fallo. El ingeniero debe conocer el método de análisis asociado antes de utilizarlos.

Tabla 4.3.1. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados para el proyecto de muelles y pantalanes pilotados. ISA bajo (5 a 19)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes F_1	Fundamentales o Características F_2	Accidentales o Sísmicas F_3
3.6.6	Hundimiento del pilote	1,4 a 2,6	1,3 a 2,3	1,3 a 2
3.6.7	Arranque del pilote	1,4 a 2,6	1,3 a 2,3	1,3 a 2
3.6.8	Rotura del terreno por empujes horizontales	1,8	1,6	1,5
—	Erosión en talud	MP	—	—
3.8	Deslizamiento superficial del talud	1,4	1,3	1,1
3.8	Equilibrio total	1,4	1,3	1,1
—	Erosiones internas y arrastres	MP	—	—
—	Socavaciones	MP	—	—

* Son los controlados, principalmente, por la resistencia del terreno.

MP En estos casos la seguridad no suele ser cuantificada. El problema puede evitarse tomando medidas preventivas adecuadas (MP).

Nota 1: Antes de utilizar estos coeficientes de seguridad deben conocerse los métodos de cálculo asociados que se definen en esta ROM, descritos en este apartado 4.3 y en los apartados que se indican en la primera columna.

Nota 2: Atendiendo al carácter de la obra y a la duración de la situación de proyecto se deberán hacer las modificaciones mencionadas en 3.3.8 y 3.3.10, a los efectos de aumento y reducción de los coeficientes de seguridad recomendados.

Nota 3: Para hundimiento y arranque el coeficiente de seguridad depende del método de análisis. Ver Tabla 3.6.1.

4.3.6 Estados Límite de Servicio

El movimiento de la superestructura del muelle, el asiento del relleno o los movimientos diferenciales entre ambos, pueden ser incompatibles con la correcta utilización del muelle.

La estimación del movimiento de los tableros de los muelles y de los pantalanes puede hacerse con el mismo modelo estructural que se utilice para el cálculo de esfuerzos en los pilotes, que debe incluir la consideración debida del efecto de interacción suelo-estructura mediante resortes equivalentes o mediante otros modelos más complejos.

Las acciones de empuje de tierras en la parte trasera del muelle, a utilizar en los cálculos de movimientos, deben ser compatibles con el movimiento relativo tierras-muelle.

El empuje de tierras sobre la parte enterrada de los pilotes a considerar en el cálculo de movimientos puede ser nulo, siempre que el coeficiente de seguridad frente al equilibrio global sea superior a 1,7. De otra forma, habrán de suponerse empujes de tierra adicionales sobre los pilotes tal como se indica en 3.6.3.4.3.

En aquellos casos en que el coeficiente de seguridad frente al Estado Límite Último de equilibrio global sea menor que el indicado y siempre que el movimiento del muelle resulte ser un aspecto crítico del proyecto, se recomienda realizar cálculos más precisos y además disponer en el proyecto algún procedimiento de observación que permita después, al realizar la obra, la confirmación de los resultados.

El cálculo preciso de los movimientos de los muelles de pilotes requerirá, en general, una consideración del proceso constructivo.

4.3.7 Otras recomendaciones

En otra parte del Programa ROM se dan recomendaciones específicas para el proyecto de este tipo de estructuras; aquí quieren añadirse algunas recomendaciones de tipo general ligadas a ciertos aspectos geotécnicos de los muelles y pantalanés apoyados sobre pilotes.

Pruebas de carga

El reconocimiento del terreno y los cálculos teóricos de comprobación de los Estados Límite Últimos permiten proyectar debidamente este tipo de obras. Las pruebas de carga, sin embargo, pueden proporcionar una confirmación mucho más precisa de algunos aspectos de gran interés.

Las pruebas de carga vertical de hundimiento de pilotes iguales que los de proyecto (o similares, reduciendo algo su tamaño para facilitar las pruebas) son de gran interés, ya que permiten una estimación más precisa de la capacidad portante de los pilotes, y ello puede incluso redundar en una ventaja económica (particularmente cuando se trata de construir gran cantidad de pilotes). Los coeficientes de seguridad mínimos requeridos, cuando la estimación de cargas de hundimiento está avalada por pruebas de carga, son menores que en los otros casos, tal como se indica en el apartado 3.6.6 (Tabla 3.6.1).

Las pruebas de tiro horizontal en pilotes individuales o entre pilotes son, en general, de menor dificultad y su ejecución es siempre conveniente para estimar mejor los módulos de reacción horizontal del terreno que se describen en 3.6.9.2.

Si los pilotes de estas pruebas de tiro no han de ser utilizados como parte permanente de la estructura, se puede aumentar la carga horizontal y prolongar el ensayo hasta la rotura y así mejorar la evaluación posterior del Estado Límite Último correspondiente.

Control individual de pilotes

La importancia de cada pilote en un muelle apoyado sobre elementos individuales de gran capacidad portante es tal que un defecto estructural en alguna parte de uno de ellos puede tener consecuencias importantes. Por ese motivo se recomienda que en la Fase de proyecto se especifique el control individualizado de cada pilote.

En los pilotes hormigonados “in situ” se deben emplear, aparte de las técnicas usuales de control de calidad, ensayos de integridad estructural posterior a su ejecución.

En los pilotes hincados, y a efectos de ese control individual, puede ser adecuada la auscultación dinámica de la hincada mediante acelerómetros y defórmómetros, que permitan el registro de la onda de choque y sus réplicas.

Secuencia constructiva

Un mismo muelle puede realizarse con varias secuencias constructivas. La adopción de la más conveniente debe ser realizada a la hora de proyecto.

La ejecución de los pilotes antes o después de la construcción parcial de los rellenos es un tema de interés a la hora de evaluar posibles esfuerzos parásitos en los pilotes.

La forma de construir los mantos de protección del talud del muelle influye notablemente en esos esfuerzos. Una colocación del manto de manera cuidadosa (colocación con grúa y mediante tongadas horizontales, por ejemplo) es siempre conveniente para no dañar los pilotes.

Control de movimientos y esfuerzos

Los esfuerzos que pueden inducirse en los pilotes, a causa de operaciones constructivas posteriores a su instalación, son difíciles de precisar. Por ese motivo resulta recomendable no sólo controlar el movimiento de los pilotes y de la superestructura del muelle, sino también instrumentar algunos pilotes con varios extensómetros en cada sección y en varias secciones a diferentes alturas, de manera que se tenga conocimiento de los esfuerzos a medida que se van generando.

4.4 MUELLES DE PANTALLAS

4.4.1 Tipología básica

La tipología básica del muelle de pantallas se indica de manera esquemática en la Fig. 4.4.1, donde se destacan los elementos geotécnicos de más interés.

La construcción de muelles de este tipo requiere la ejecución de las pantallas y su atirantado, así como las tareas de dragado y relleno necesarias para crear la geometría conveniente.

Con frecuencia, las pantallas están formadas por tablestacas metálicas aunque este elemento estructural puede estar formado también por una pared plana de hormigón moldeado «in situ» u otros procedimientos. A efectos de las comprobaciones que se comentan a continuación, ambos tipos de pared son similares.

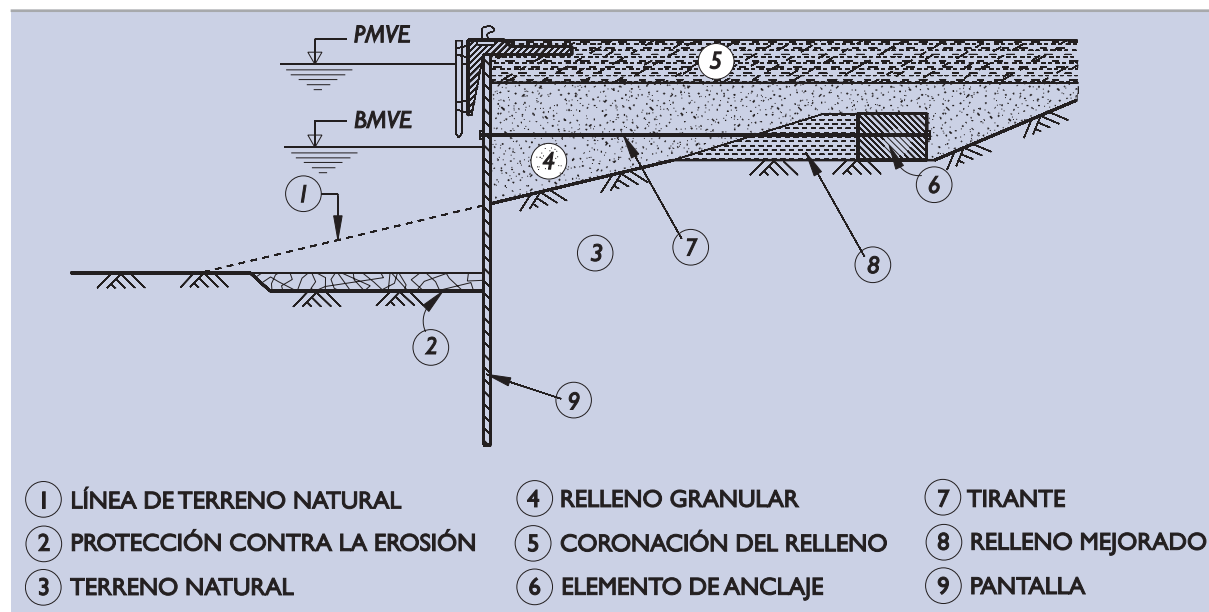
Las pantallas de hormigón pueden construirse prácticamente en cualquier terreno. Ofrecen la ventaja de la posibilidad de empotramiento en terreno firme o roca (excavaciones con trépano o con hidrofresa), que es más difícil de conseguir con tablestacas metálicas hincadas.

El sistema de anclaje suele consistir en barras o cables de acero, unidos debidamente a la pantalla y a una estructura trasera de anclaje que puede consistir en otra pantalla más corta o en un «muerto» de hormigón, como se indica en la figura, o en una placa vertical u horizontal enterrada. El muerto o la placa pueden estar simplemente apoyados en el terreno o cimentados sobre pilotes, que proporcionan mayor capacidad de reacción y permite acortar la longitud del anclaje.

Son posibles, también, como sistemas de anclaje, los cables o barras de acero o micropilotes, alojados en perforaciones y unidos al terreno mediante rellenos inyectados de morteros o lechadas de cemento.

Son posibles, en fin, gran variedad de disposiciones estructurales similares que, a efectos de las comprobaciones a realizar, según se recomienda en los apartados que siguen, pueden considerarse equivalentes.

Los recintos cerrados de tablestacas o ataguías celulares y los muelles formados por dos pantallas paralelas y próximas, sin embargo, han de considerarse diferentes y por eso se tratan en otro apartado (ver apartado 4.5).

Figura 4.4.1. Muelle de pantallas

El proyecto y la construcción de los muelles de pantallas requiere la consideración de numerosos factores. En esta ROM se indicarán Recomendaciones generales sobre las comprobaciones de tipo geotécnico intentando separar las de otro tipo que serán objeto, en un futuro próximo, de otros documentos del Programa ROM.

4.4.2 Datos del terreno

El terreno donde se haya de construir un muelle de pantallas es un aspecto condicionante. El comportamiento correcto del muelle necesita una cierta capacidad de soporte tanto en sentido vertical como en horizontal.

En sentido vertical, el terreno habrá de soportar el peso del muelle, las cargas y sobrecargas. Los terrenos flojos pueden dar lugar a asentamientos importantes y a problemas de estabilidad.

En sentido horizontal, las pantallas requieren la colaboración del terreno en su zona de empotramiento. Los terrenos flojos pueden conducir a pantallas muy largas y a esfuerzos muy elevados en su estructura.

Los fondos rocosos, por otro lado, pueden dificultar la hinca de tablestacas o incluso impedirla y condicionar este tipo de solución. Sería necesario, entonces, proyectar pantallas excavadas «in situ».

El terreno del entorno del muelle debe ser conocido con detalle antes de proceder a las comprobaciones de proyecto que aquí se recomiendan. En particular, es de especial importancia conocer la capacidad de soporte horizontal del terreno y ese dato se puede obtener mediante ensayos triaxiales realizados con muestras inalteradas. Los ensayos «in situ» mediante penetrómetros estáticos o mediante presiómetros son especialmente indicados.

De cada nivel del terreno conviene determinar, además de sus características de identificación (granulometría y límites de Atterberg) sus características de estado natural (densidad y humedad), así como su resistencia al corte y su deformabilidad.

En caso de rocas donde pudieran apoyarse o empotrarse las pantallas, conviene conocer su naturaleza, su densidad y su humedad, así como una descripción precisa de su grado de alteración y de su diaclasamiento.

Como quiera que las comprobaciones a realizar implican la intervención del terreno en un entorno amplio (estabilidad global, influencia de las capas profundas en los asentamientos, etc), los reconocimientos deben extenderse

en planta y en profundidad de manera que se tenga un conocimiento adecuado de todo el entorno. En la Parte 2 de esta ROM se dan, a estos efectos, recomendaciones de detalle.

4.4.3 Estudio de materiales

En general y al igual que en los muelles de gravedad o pilotados, será necesario proteger el pie de las pantallas contra los fenómenos de erosión o socavación y eso requerirá rellenos de escollera cuyo origen y calidad será necesario investigar a la hora del proyecto. En ese sentido son aquí aplicables los comentarios realizados en 4.2.2.

El trasdosado de las pantallas debe realizarse preferentemente con materiales granulares, que empujan menos y son menos susceptibles de movimientos diferidos. De esos materiales de trasdós conviene conocer su densidad y humedad, tal como se esperan en la obra, así como su resistencia al corte, que puede investigarse mediante ensayos de laboratorio.

En la coronación, por encima del nivel del agua, pueden utilizarse materiales distintos colocados mediante extendido y compactación. La clasificación geotécnica de estos materiales, la relación entre la humedad de colocación y la densidad alcanzada en ensayos de compactación, así como la determinación de su capacidad portante (CBR) son datos de interés para el control de su ejecución cara al proyecto de futuros pavimentos.

4.4.4 Comportamiento estructural

Los elementos estructurales de este tipo de muelle son:

- ◆ Pantalla.
- ◆ Tirante.
- ◆ Viga de unión de pantallas.
- ◆ Sistema de unión tirante-pantalla.
- ◆ Sistema de anclaje al terreno.
- ◆ Superestructura y sus defensas.

El dimensionamiento de la pantalla como elemento estructural requiere una serie de consideraciones que aquí no se comentan en su integridad. Únicamente se darán algunas recomendaciones sobre la estimación de esfuerzos.

Los anclajes, cuyo proyecto detallado también exige un buen número de consideraciones, sólo se considerarán aquí desde un punto de vista global.

Los detalles de las uniones anclaje-pantalla o anclaje macizo de reacción, la superestructura y sus defensas, así como otros muchos aspectos del proyecto del muelle se consideran fuera del alcance de esta ROM y serán objeto de la futura actividad de este Programa.

4.4.4.1 Tensión en el tirante

Los tirantes que normalmente se utilizan en muelles de tablestacas son de tipo pasivo o ligeramente pretensados. La carga que soportan, en ese caso, es la que se produce como reacción a las acciones sobre la pantalla. En cualquier caso, siempre se pueden colocar con cierta tensión y existe posibilidad de medir y regular su carga.

En ocasiones los anclajes son activos, dándose en cierto momento una carga preestablecida que después puede variar en función de las deformaciones posteriores del muelle. En ese caso el control de la tensión del anclaje es mayor.

Las fuerzas de anclaje son una de las incógnitas principales en los muelles de tablestacas; su determinación precisa sólo es posible mediante la medición a posteriori, auscultando la obra. La determinación aproximada de la fuerza de anclaje es, sin embargo, posible mediante procedimientos simplificados descritos en la literatura técnica.

El procedimiento de estimación de la carga en el anclaje que se indica en el apartado 3.7.11.4 es un método sencillo recomendable para aquellos casos en los que se esperan deformaciones apreciables.

La construcción de anclajes activos, la colocación de rellenos tras la colocación del anclaje, la utilización de pantallas muy rígidas (de hormigón armado, por ejemplo) pueden conducir a situaciones en las que el empuje de las tierras sea mayor que el activo, particularmente en la zona alta de la pantalla. Por ese motivo se recomienda, o bien adoptar coeficientes de seguridad altos (a definir en una futura ROM) cuando se utilice ese procedimiento de cálculo simplificado, o bien hacer la consideración debida del efecto de interacción suelo-estructura.

4.4.4.2 Esfuerzos en la pantalla

Los esfuerzos que actúan en la pantalla se pueden obtener una vez conocidas las presiones en el contacto terreno-pantalla.

Las presiones de contacto se suelen dividir en dos componentes, una debida al agua intersticial y otra debida al esqueleto del suelo. La primera se puede evaluar, al menos en una primera aproximación, mediante los métodos usuales de la mecánica del suelo. La segunda componente es de más difícil precisión ya que depende de las deformaciones del suelo.

La presión del agua sobre las pantallas puede determinarse mediante la construcción previa de la red de filtración. Sobre el dibujo de las redes de filtración estacionaria se dan recomendaciones en el apartado 3.4 de esta ROM.

La colocación de sobrecargas o las propias operaciones de construcción pueden provocar excesos transitorios de presión intersticial, que deben considerarse a la hora de calcular algunas situaciones singulares de empuje.

El empuje efectivo de las tierras contra la pantalla podría suponerse, en principio, igual al que corresponde a las situaciones límites de empuje activo o pasivo, según corresponda.

Los esfuerzos en la pantalla calculados con los empujes correspondientes a los Estados Límite Últimos pueden ser muy diferentes de los que realmente ocurren en la pantalla en condiciones de servicio. Esto es especialmente importante en las pantallas rígidas o en aquellos casos en los que el anclaje permite poca deformación. También ocurre en aquellos casos en los que se disponen anclajes activos y, en general, en todas aquellas ocasiones en que las deformaciones del terreno estén más coartadas. En muchas ocasiones, la redistribución de empujes es tal que el momento flector máximo debido a los empujes efectivos de las tierras (la flexión debida a los empujes de agua no sufren esta redistribución) es hasta un 30% inferior al calculado con ese procedimiento simplificado.

El ingeniero debe analizar el caso concreto de su proyecto y evaluar los esfuerzos en la pantalla con una precisión acorde con la importancia de la obra. En términos generales se considera recomendable, para todos los proyectos, realizar un cálculo de interacción pantalla-terreno simulando las fases constructivas de la obra.

El procedimiento simplificado de cálculo que se indica en el apartado 3.7.11.2 permite obtener una visión aproximada del comportamiento de la pantalla.

4.4.5 Estados Límite Últimos

Para comprobar la seguridad de un muelle de pantallas conviene imaginar una serie de situaciones límite sencillas que representan distintos modos de fallo. La obra, en general, estará lejos de esas situaciones teóricas que sólo podrían ocurrir en caso de existir un defecto grave.

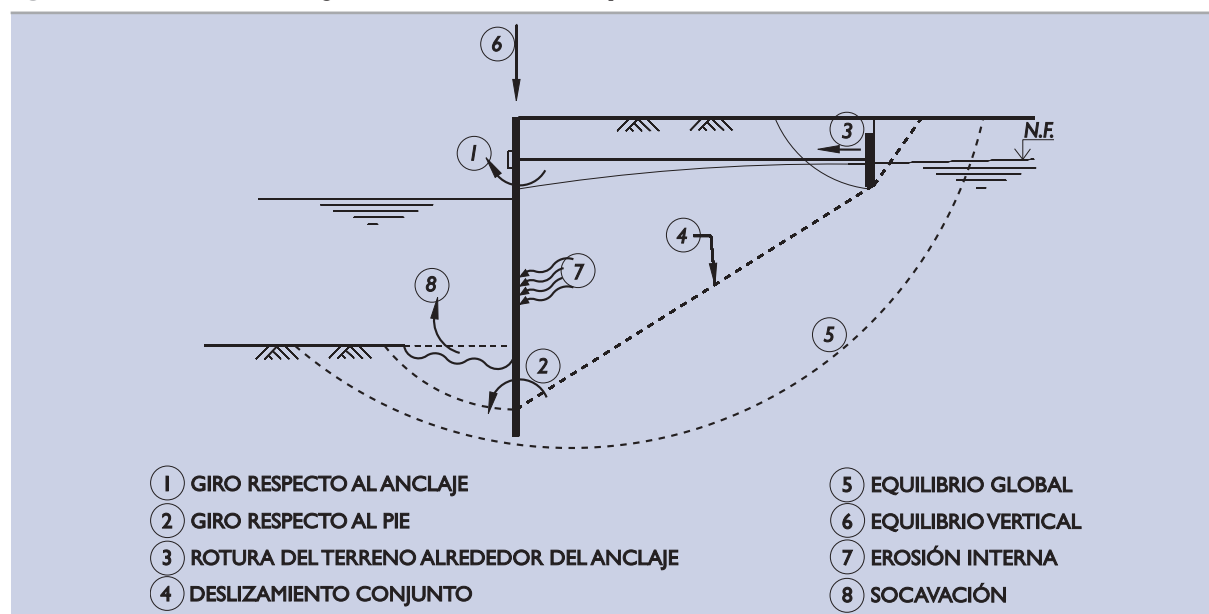
Para definir la ubicación de nivel de agua en trasdós e intradós se tendrá en cuenta lo dicho en 4.2.3 (muelles de gravedad). A estos efectos, si no se realizan disposiciones especiales de drenaje, los muelles de tablas deben suponerse impermeables.

En los apartados que siguen se dan algunas recomendaciones sobre los modos teóricos de fallo más usuales, indicando el procedimiento de análisis y la forma de introducir la seguridad para separar el comportamiento real de esos modos de rotura no deseados.

Se consideran, únicamente, aquellos modos de fallo controlados por la resistencia del terreno. La rotura del anclaje o de la pantalla o de sus uniones se considera fuera del ámbito de esta ROM.

Los modos de fallo considerados se indican de manera esquemática en la Fig. 4.4.2.

Figura 4.4.2. Modos de fallo geotécnicos en muelles de pantallas



Nota: Existen otros modos de rotura que implican el agotamiento estructural de la pantalla, de sus anclajes, de sus uniones, etc., que no se consideran aquí ya que son de tipo estructural.

A efectos de las comprobaciones de seguridad que más adelante se indican, el cálculo de los empujes del terreno se realizará de acuerdo con las recomendaciones que, a este respecto, se indican en el apartado 3.7.

El ingeniero podrá justificar, en su caso particular, la adopción de otros criterios de cálculo de empujes.

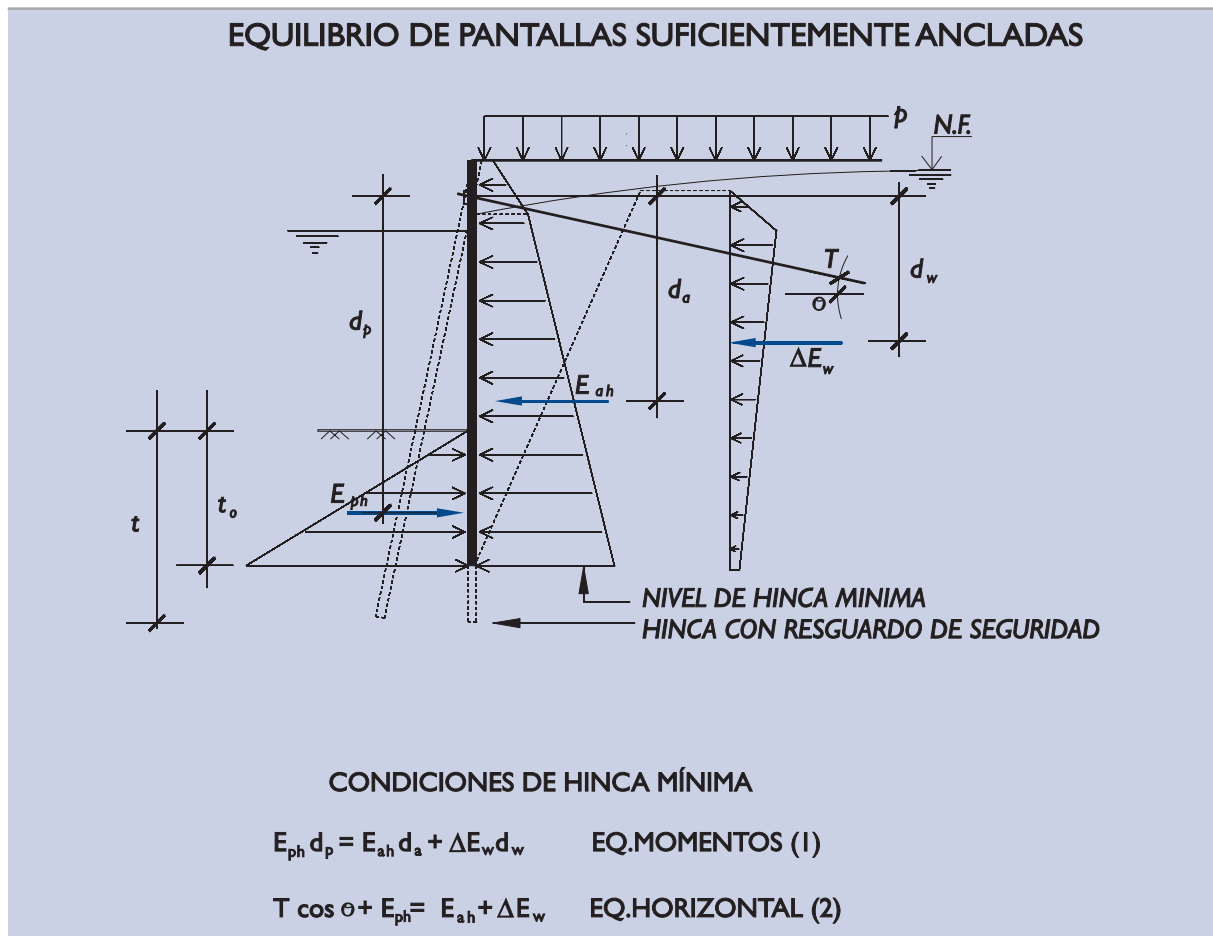
4.4.5.1 Verificación de la seguridad frente al giro alrededor del anclaje

En este modo teórico de fallo la pantalla gira alrededor de un punto alto situado en o por encima del nivel de anclaje, tal como se indica, esquemáticamente, en la Fig. 4.4.3.

Ese modo de fallo es posible siempre que la capacidad de anclaje sea suficientemente alta como para evitar su rotura.

La pantalla estará enterrada, bajo la línea de dragado, una longitud t , siempre mayor que la longitud mínima necesaria para evitar este modo de fallo, denominada t_0 en la mencionada figura.

Figura 4.4.3. Giro alrededor del anclaje



Interesa, para definir la seguridad frente al giro alrededor del anclaje, conocer esa profundidad de hincado mínima necesaria y para ello es preciso, previamente, calcular las leyes de empujes activos horizontales en el trasdós de la pantalla (lado tierra) y la ley de empujes pasivos horizontales en el intradós (lado mar).

Para dibujar esas leyes deben seguirse las recomendaciones del apartado 3.7 dedicado al estudio de empujes sobre estructuras de contención.

Para el cálculo de los empujes será conservador suponer que las pantallas son impermeables. Así se debe proceder salvo que en proyecto se hagan disposiciones constructivas especiales que permitan el paso parcial del agua.

Una vez definidas las leyes de empuje, es relativamente fácil obtener la profundidad de hincado mínima que se busca tomando momentos respecto al punto de anclaje de todas las fuerzas que actúan sobre la pantalla. Esto se irá haciendo para varias profundidades crecientes de “ t_o ” hasta que la condición de momento nulo alrededor del anclaje (ecuación 1 en la Fig. 4.4.3) sea alcanzada.

La profundidad “ t_o ” así encontrada permite definir un coeficiente de seguridad frente a la profundidad de hincado, comparando la hincada real “ t ” con esa hincada mínima.

$$F = \frac{t}{t_o}$$

El coeficiente así obtenido deber ser para obras de ISA bajo, en todo caso:

$F_1 \geq 1,3$	Combinación cuasi-permanente.
$F_2 \geq 1,2$	Combinaciones características o fundamentales.
$F_3 \geq 1,1$	Combinaciones accidentales y sísmicas.

Atendiendo al carácter de la obra (valor de ISA) y a la duración de la situación de proyecto, podrán realizarse las modificaciones indicadas en 3.3.8 y 3.3.10 a los efectos de aumento o reducción de los coeficientes de seguridad recomendados.

Si en otras ocasiones está justificado que el ingeniero pueda pensar en otra definición del coeficiente de seguridad, en este caso particular del vuelco de las tablestacas esa consideración es especialmente importante, ya que existen procedimientos distintos de evaluar la seguridad que pueden ser igualmente aceptables. En los cálculos de proyecto, a pesar de ello, no debe omitirse la evaluación del coeficiente de seguridad que se define en este apartado aunque por razones justificadas se utilice otro umbral de seguridad mínima.

Este cálculo, además, permite obtener una carga, T , en el anclaje al imponer, para la profundidad mínima de hincia " t_0 " antes determinada, la condición de equilibrio horizontal (ecuación 2 de la Fig. 4.4.3).

El valor de T , así obtenido, es una primera aproximación de la capacidad mínima necesaria de anclaje. De este valor también se habla en el apartado 3.7.1.1.3, donde se indica un método más preciso para evaluar T .

En caso de existir dos o más niveles de anclajes próximos, se puede estudiar el giro respecto a un punto intermedio situado a una distancia entre ellos ponderada respecto a sus respectivas capacidades de carga (altura de paso de la resultante de las resistencias máximas de los anclajes). En ese punto se supondrá situado un anclaje virtual equivalente.

Para pantallas poco empotradas y sujetas a varios niveles este mecanismo de rotura no es indicado. El ingeniero debe investigar otros posibles mecanismos más verosímiles y adecuados a su caso particular y a su proceso constructivo.

Los esfuerzos que aparecen en la pantalla, en este mecanismo de fallo, pueden ser muy elevados, mucho mayores que los de la pantalla en servicio. Es posible que antes de ocurrir este tipo de rotura la pantalla haya agotado su capacidad estructural.

4.4.5.2 Verificación de la seguridad frente al giro alrededor del pie

La pantalla puede, al menos teóricamente, girar alrededor de un punto próximo al pie tal como se indica esquemáticamente en la Fig. 4.4.4.

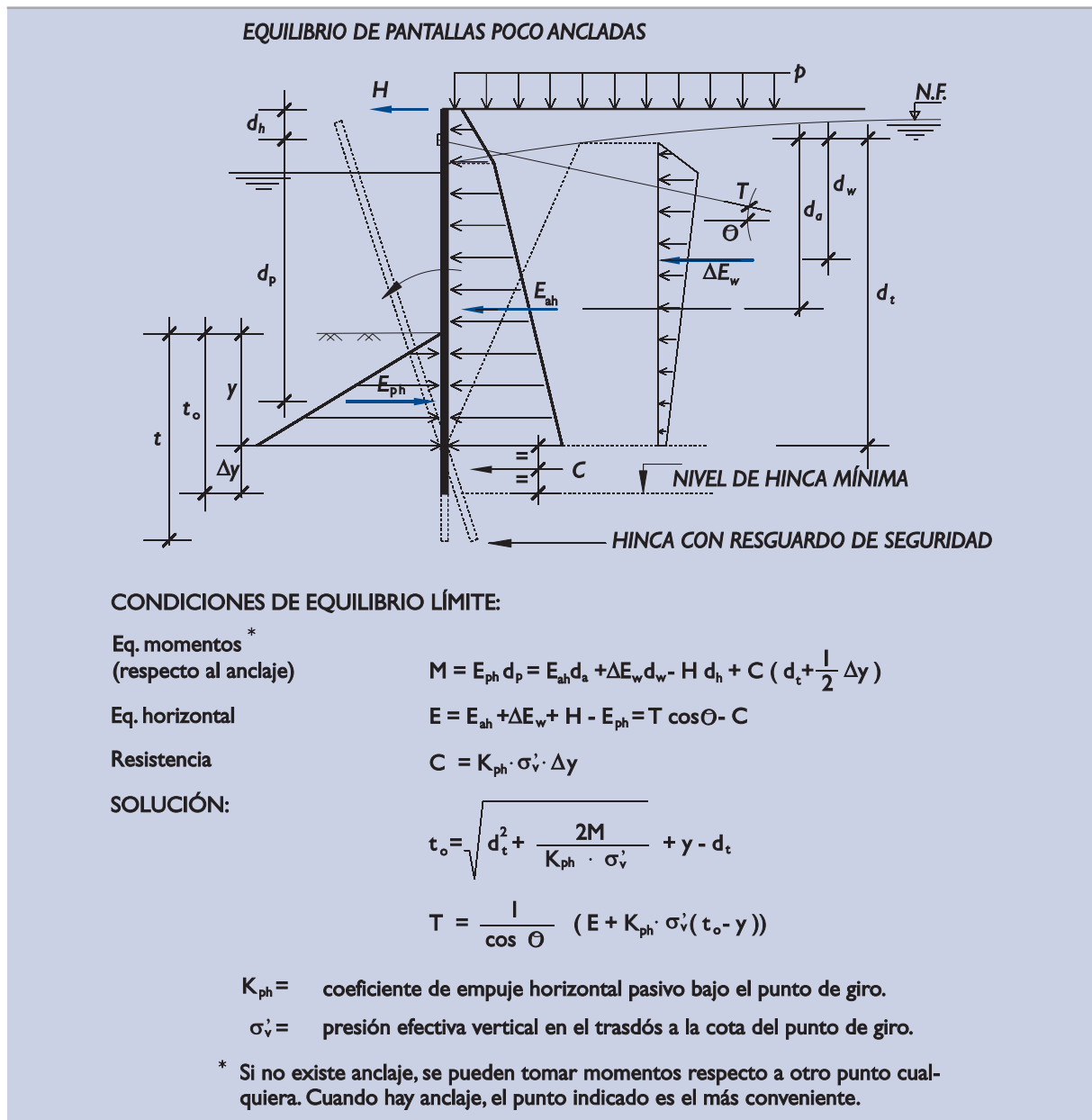
Para que esto pueda ocurrir el anclaje ha de tener una capacidad de carga muy baja, comparada con los empujes sobre la pantalla, o bien no existir (pantallas en voladizo).

A continuación se describe una forma de analizar este modo de fallo. Este procedimiento, igual que los otros que se vienen considerando en esta ROM 0.5, implica que la estructura tiene la capacidad estructural suficiente para soportar los esfuerzos necesarios para que se rompa el terreno.

Para tener cierta perspectiva de la seguridad frente al giro de la pantalla alrededor de un punto próximo a su pie, se deben analizar una serie de situaciones hipotéticas, siempre distintas de las reales. Precisamente la comparación entre ambas permitirá evaluar la seguridad.

Esas situaciones teóricas se pueden preparar, en este caso, suponiendo distintos puntos de giro, próximos al pie de la pantalla.

Figura 4.4.4. Giro alrededor del pie



Supuesto un punto de giro (profundidad «y» en la Fig. 4.4.4) es posible resolver el problema tal como se indica en esa misma figura.

Variando la situación del punto de giro se obtiene una colección de valores de la longitud de empotramiento, t_o , y de la fuerza en el anclaje, T , que indicarían que la pantalla estaría en equilibrio estricto respecto a este modo de fallo.

El cálculo de sucesivos puntos de giro debe comenzarse a partir de la profundidad mínima de empotramiento obtenida en el apartado anterior; de otra forma resultarían contraempujes C negativos.

Los resultados del análisis de esas situaciones teóricas deben representarse gráficamente, tal como se indica en la Fig. 4.4.5.

En ese diagrama de seguridad, podría situarse un punto P (tal como el A, el B, etc.) que representase la situación real de la obra, con la profundidad de empotramiento de las pantallas que realmente se espere y con la capacidad de anclaje ⁽¹⁾ que realmente se decida disponer.

El diagrama de seguridad se debe completar con la recta vertical ($t = \text{constante}$) que corresponde al modo de fallo analizado en el apartado anterior.

Según este procedimiento de análisis, se define como coeficiente de seguridad, frente a este modo de fallo, el cociente:

$$F = \frac{\overline{OP}}{\overline{OP'}}$$

donde \overline{OP} y $\overline{OP'}$ son las distancias al origen de los puntos P y P' en el diagrama de seguridad. P representa los datos reales de la pantalla. P' se obtiene como intersección de la línea OP con el límite que separa la zona estable de la inestable.

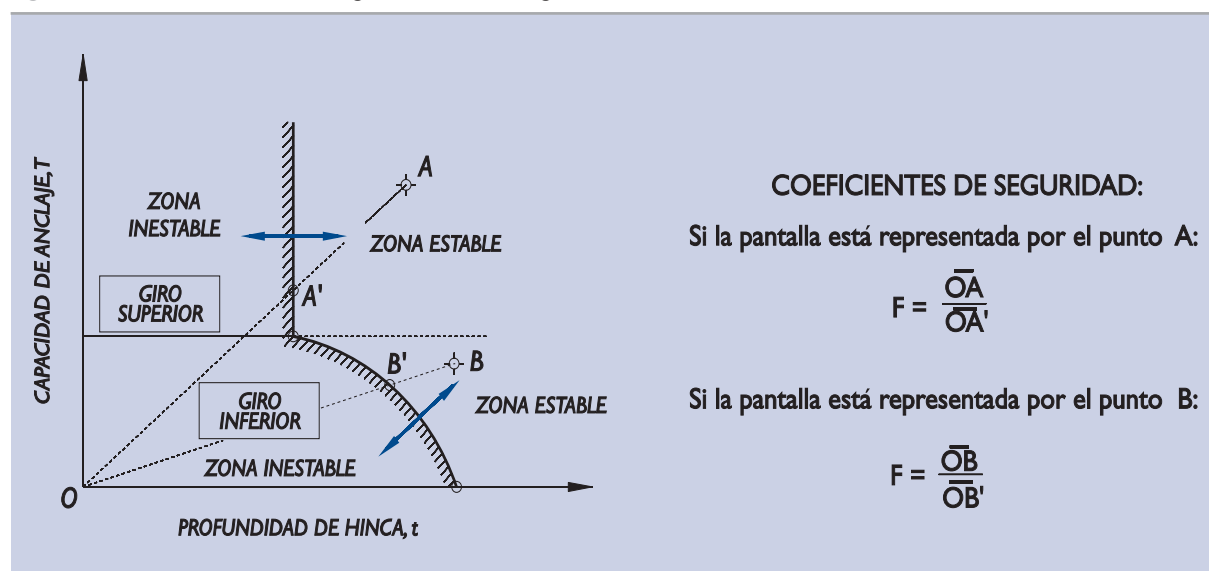
En la Fig. 4.4.5 se ilustra el procedimiento, considerando dos pantallas diferentes que estarían representadas en el diagrama de seguridad por los puntos A y B.

Una situación como la "A" indicaría como más probable la rotura según el modo de giro superior (así ocurriría al disminuir simultánea y proporcionalmente la longitud de empotramiento y la capacidad de anclaje). En una situación como la "B" el fallo ocurriría según el modo indicado en este apartado.

Los coeficientes de seguridad mínimos exigibles con este procedimiento de cálculo son los mismos indicados en el apartado anterior.

El comentario relativo a otros modos posibles de definir la seguridad, hecho en el apartado anterior, es, en este caso, igualmente aplicable.

Figura 4.4.5. Definición de la seguridad frente al giro



(1) La definición de la "capacidad de anclaje" exige contemplar ciertas consideraciones estructurales que escapan al alcance de estas Recomendaciones. Provisionalmente y, sin perjuicio de que, en el futuro, el Programa ROM pueda adoptar otro criterio, se define como capacidad de anclaje, exclusivamente a estos efectos, la mitad de la carga que provoca el límite de fluencia del material que lo forma.

4.4.5.3 Verificación de la seguridad frente a la rotura del terreno en el entorno del anclaje

La rotura del anclaje puede producirse por varios mecanismos dependiendo de la tipología del sistema empleado.

Los pilotes (o micropilotes) o barras o cables de acero alojados en el terreno mediante perforaciones inyectadas, utilizados como anclajes, pueden romperse por el contacto con el terreno o por agotamiento de su capacidad estructural.

Los anclajes de cables o barras de acero exentos (no adheridos al terreno) pueden romper por agotamiento del acero y por fallo de sus uniones a la pantalla o al macizo o pantalla de anclaje, aspectos estos que se consideran fuera del alcance de esta ROM.

Sobre la rotura por el contacto con el terreno de anclajes asimilables a pilotes pueden seguirse las recomendaciones para pilotes a tracción que se indican en el apartado 3.6.7.

Sobre la seguridad requerida frente a la rotura del terreno en el entorno de los macizos o placas de anclaje se dan algunas recomendaciones a continuación.

En general los macizos de anclaje (o muertos o durmientes o pantallas de anclaje) basan su capacidad resistente en la del terreno que los rodea. La calidad del terreno en el entorno del macizo de anclaje es, por lo tanto, el dato esencial a la hora de proyectar un sistema de anclaje.

Cuando la relación entre el recubrimiento de tierras “h” y la profundidad de cimentación del macizo o pantalla de anclaje, H, es pequeña ($h/H < 1/3$, aproximadamente) el empuje pasivo en la cara lado mar se puede considerar movilizado totalmente. Son los casos superior e intermedio indicados en la Fig. 4.4.6.

Cuando la profundidad del recubrimiento es grande, comparada con el espesor del durmiente (anclaje en losa indicado en la parte baja de la Fig. 4.4.6), es posible que el deslizamiento de la placa, rompiendo su contacto con el terreno en ambas caras, resulte más crítico.

La estimación de los empujes activos y pasivos, necesaria para verificar la seguridad contra el deslizamiento de este tipo de anclajes, debe hacerse siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.7.

Se define como coeficiente de seguridad frente a este tipo de rotura del anclaje al cociente entre la fuerza que produce la rotura del anclaje y la fuerza sobre el anclaje, en la hipótesis de proyecto que se considere:

$$F = \frac{T_{(rotura)}}{T}$$

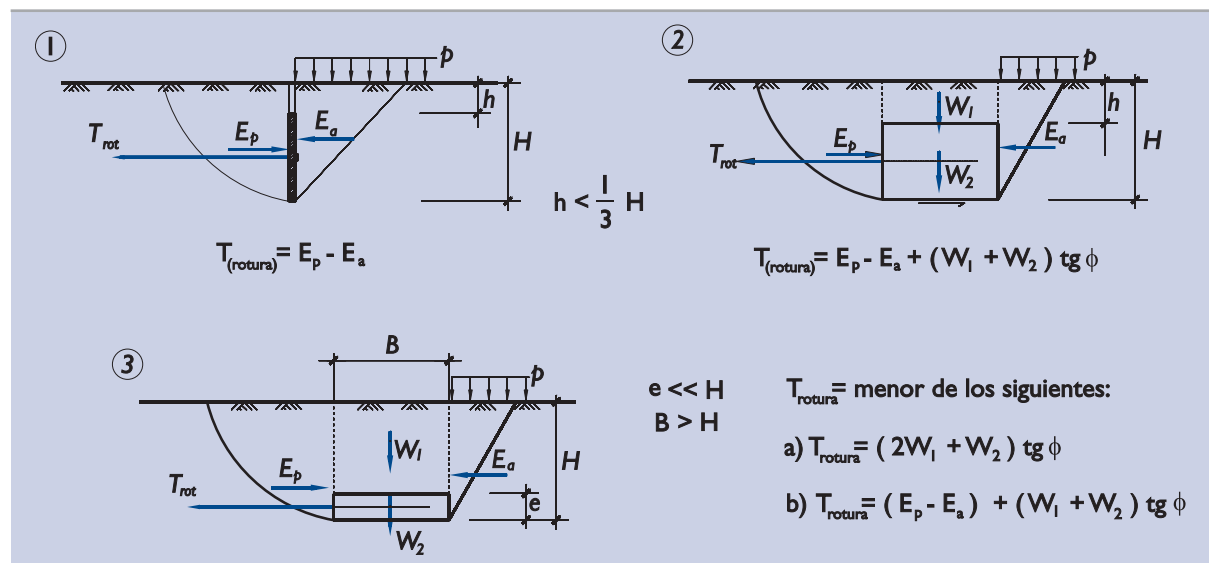
Este coeficiente de seguridad, para obras de ISA bajo (5 a 19), debe ser:

$F_1 \geq 2,5$	para combinaciones cuasi-permanentes
$F_2 \geq 2$	para combinaciones fundamentales
$F_3 \geq 1,8$	para combinaciones accidentales y sísmicas.

Además se tendrá en cuenta lo especificado en 3.3.8 y 3.3.10 a los efectos de aumento o reducción de los coeficientes de seguridad recomendados, atendiendo a otros caracteres de la obra y a la duración de la situación de proyecto.

En el apartado 3.7.9.2 se consideran otras soluciones de anclaje mediante elementos discontinuos.

Figura 4.4.6. Esquema de algunos sistemas de anclaje



Nota: En los tres casos indicados E_p y E_a corresponden a toda la altura H y su dirección es paralela al tiro "T".

4.4.5.4 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento conjunto

El deslizamiento conjunto que se considera en este apartado es similar al definido en el método de Kranz ⁽²⁾.

El mecanismo de rotura es aplicable a pantallas ancladas mediante tirantes a otras pantallas más cortas situadas a cierta distancia. Este mecanismo de fallo permite evaluar la distancia mínima a que han de disponerse esas pantallas de anclaje en función de la fuerza de anclaje necesaria.

El sólido que desliza se representa esquemáticamente en la Fig. 4.4.7. Es el terreno comprendido entre las dos pantallas dentro del bloque ABCD.

El punto B está definido en la figura como el punto de la pantalla donde el empuje del trasdós (que se supone activo) se equilibra horizontalmente con el empuje en la zona empotrada (que se supone pasivo) y con la tracción del anclaje. En ese punto el esfuerzo cortante en la pantalla sería nulo.

La situación del punto de cortante nulo es desconocida. Para realizar estos cálculos se tomará como profundidad del punto B la correspondiente a la profundidad mínima de empotramiento calculada en el apartado 4.4.5.1.

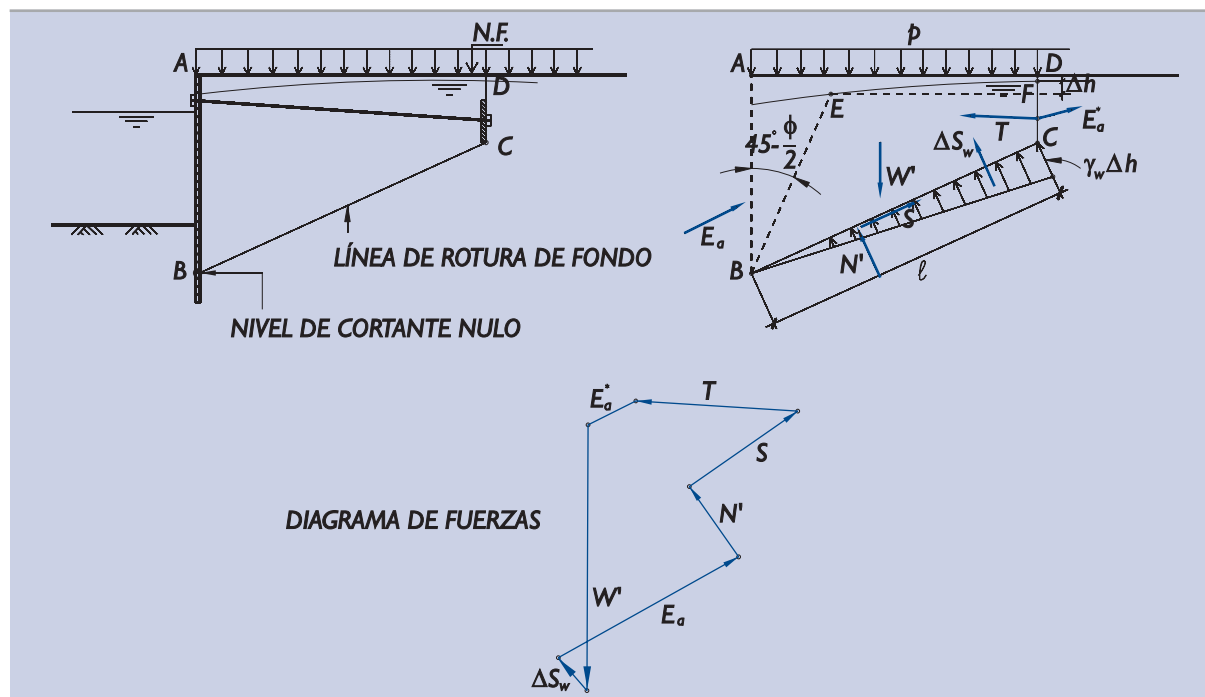
Las fuerzas que actúan sobre el bloque en estudio se calcularán como sigue:

a. Cara vertical de trasdós. Pantalla lado mar

En esta cara (AB en la figura) se supondrá actuando el empuje activo (previamente se habrá calculado para hacer otras comprobaciones). Ese empuje tendrá en general dos componentes, la debida al empuje efectivo de las tierras (incluyendo cargas y sobrecargas) y la debida al empuje del agua intersticial no

(2) "Über die Verankerung von Spunwänden". 2 Aufl. Berlín 1953.

Figura 4.4.7. Deslizamiento conjunto



compensado por el nivel del agua libre. Los cálculos de estos empujes se detallan en otra parte (apartado 3.7). El empuje E_a que se indica en la figura es la suma de esos empujes.

b. Cara vertical de la pantalla de anclaje

El terreno interior al macizo que se estudia es empujado por el tiro del anclaje y por el empuje activo de las tierras.

El tiro del anclaje es una incógnita del problema a resolver mediante el estudio de este mecanismo de rotura. De él se hablará más adelante.

El empuje activo en esta vertical (DC en la figura) se debe calcular siguiendo el procedimiento de cálculo indicado en 3.7.

c. Peso propio del bloque

El peso del bloque deslizante (ABCD, en la figura) debe calcularse añadiéndole las sobrecargas que realmente existan sobre él. Dependiendo de la inclinación de la línea de deslizamiento (BC en la figura), la presencia de cargas y sobrecargas puede ser o no ser beneficiosa. El ingeniero examinará esta cuestión en cada situación de proyecto.

El peso del bloque puede calcularse con las densidades aparentes y después descontar la subpresión en su base. En la figura que se viene comentando se insinúa un procedimiento alternativo de resultado semejante y que es más adecuado (es compatible con el método de cálculo basado en el concepto del coeficiente de empuje que se define en el apartado 3.7 de esta ROM). Por encima del nivel marcado por el punto E de la figura se utilizarían los pesos específicos aparentes y por debajo de él los pesos específicos sumergidos. Como subpresión en la línea de rotura se contabilizará únicamente la debida al exceso de presiones intersticiales sobre ese nivel. Es el valor ΔS_w indicado en la figura.

El equilibrio de estas fuerzas se indica en la parte inferior de la figura. De ese equilibrio puede deducirse la relación entre el esfuerzo de corte en el plano de deslizamiento (fuerza S) y la tensión en el anclaje T . Conocida una se puede calcular la otra.

Sería posible estimar el valor de S con la condición de rotura y obtener así un máximo posible para la fuerza de anclaje, que después se utilizaría, de alguna manera, para definir la seguridad. Aquí se recomienda realizar, además, otro cálculo semejante.

El valor mínimo de la fuerza de anclaje T , necesaria para garantizar la estabilidad de la pantalla de manera que se cumplan los requisitos mínimos de seguridad, debe suponerse igual al obtenido en el apartado 4.4.5.1 (giro alrededor del anclaje). Aunque realmente se pueda garantizar el equilibrio con menos fuerzas de anclaje, este valor de referencia es el que se debe utilizar en el cálculo que sigue.

Para ese valor de T se calculará el correspondiente de la fuerza de corte “ S ” que actúa en el plano de deslizamiento.

El coeficiente de seguridad frente al deslizamiento conjunto se define como el cociente:

$$F = \frac{N' \operatorname{tg} \phi + c \cdot \ell}{S}$$

donde:

- N' = reacción normal efectiva en el plano de deslizamiento.
- c, ϕ = parámetros resistentes a lo largo de la línea de deslizamiento.
- ℓ = longitud de la línea de deslizamiento.

El coeficiente de seguridad para obras de ISA bajo (5 a 19) debe ser:

- $F_1 \geq 1,5$ para combinaciones cuasi-permanentes.
- $F_2 \geq 1,3$ para combinaciones fundamentales.
- $F_3 \geq 1,1$ para combinaciones accidentales y sísmicas.

Según se indica en el apartado 3.3.8 y 3.3.10, para obras de otro carácter ($ISA < 5$ o $ISA \geq 20$), deben hacerse las adaptaciones convenientes a estos coeficientes.

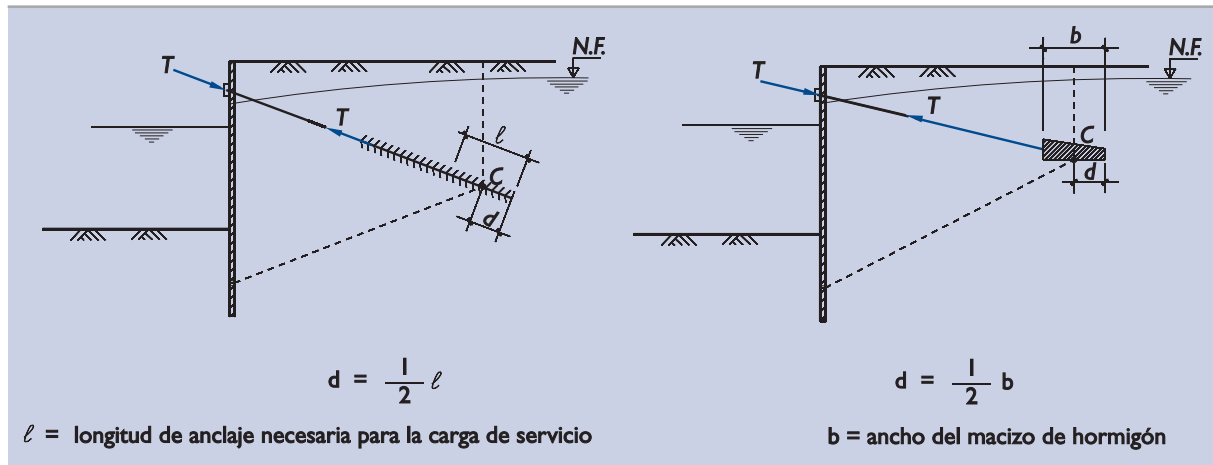
De resultar este coeficiente de seguridad inferior al mínimo requerido, será necesario retrasar la situación de la pantalla de anclaje o profundizarla. La posible consideración de reducir la capacidad de anclaje no debe hacerse más que en casos especiales y deberá ser claramente justificada por el ingeniero.

Cuando el sistema de anclaje sea mediante cables o barras o micropilotes unidos rígidamente al terreno, el cálculo será similar al descrito. A esos efectos se tomará como punto C un punto situado en el propio anclaje a cierta distancia de su extremo, tal como se indica (orientativamente) en la Fig. 4.4.8. El posible efecto favorable de la parte del sistema de anclaje situada más allá (hacia el lado tierra) de la vertical de C no será considerada en los cálculos.

4.4.5.5 Verificación de la seguridad frente al equilibrio global

Es posible que otras líneas de rotura no tan próximas a los elementos estructurales y que engloben a la pantalla y a sus elementos de anclaje sean más críticas que las comentadas hasta aquí. Por ese motivo será necesario analizar el equilibrio global y, a esos efectos, se deben seguir las recomendaciones indicadas en el apartado 3.8 de esta ROM.

Se advierte expresamente sobre la posible existencia de estratos especialmente poco resistentes en profundidad y que su posible presencia debe ser investigada con precaución. En caso de conocerse una zona débil, deberán analizarse formas de rotura que tengan buena parte de la línea de deslizamiento dentro de ella. A esos efectos

Figura 4.4.8. Situación del punto "C" en otras formas de anclaje

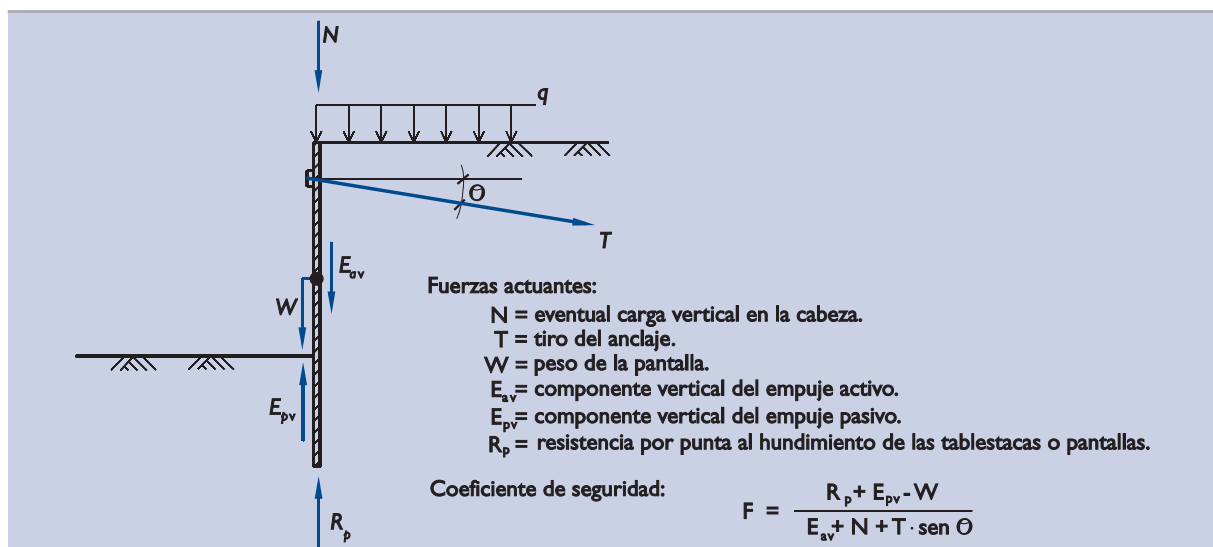
tos pueden ser necesarios procedimientos de análisis de estabilidad global distintos de los deslizamientos circulares que rutinariamente se suelen suponer. En el apartado 3.8 de esta ROM se dan también recomendaciones que pueden guiar al ingeniero en esas situaciones.

4.4.5.6 Verificación de la seguridad frente al equilibrio vertical

La consideración de empujes activos inclinados, el peso propio de las pantallas, la posible transmisión de cargas verticales mediante la superestructura de cabeza y mediante la posible inclinación de los anclajes, hacen que las pantallas estén sometidas a esfuerzos de compresión axial.

Esas fuerzas verticales de compresión han de compensarse con la componente tangencial del empuje pasivo y con la resistencia por punta al hundimiento de las pantallas.

El equilibrio vertical ha de examinarse expresamente, calculando el coeficiente de seguridad frente al hundimiento tal como se indica en el esquema de la Fig. 4.4.9.

Figura 4.4.9. Seguridad frente al equilibrio vertical

A efectos de calcular la carga de hundimiento por punta de las pantallas se deberán seguir las recomendaciones indicadas en el apartado 3.6 de esta ROM.

El coeficiente de seguridad obtenido frente a este Estado Límite Último debe resultar superior a los mínimos recomendados para las cimentaciones pilotadas que se definen en el apartado 3.6.6 (Tabla 3.6.1).

4.4.5.7 Verificación de la seguridad frente a la erosión interna

El flujo del agua debido al oleaje, a las carreras de marea, o a niveles freáticos naturales o artificiales más altos en el lado tierra, puede provocar el arrastre del material del trasdós.

Es particularmente peligrosa la situación creada por algún defecto de ejecución de las pantallas o de las tablestacas que haya conducido a dejar algún hueco en su pared.

La erosión interna, si es localizada, puede conducir únicamente a “socavones” en la superficie horizontal del trasdós. Si es más extensa puede acarrear movimientos importantes del muelle o incluso su ruina.

La lucha contra la erosión interna debe realizarse evitando defectos de ejecución (la inspección del tablestacado de las pantallas tras su ejecución puede ser de interés) y disponiendo los materiales de relleno de forma que en sus contactos cumplan las condiciones de filtro (ver apartado 3.4.7 para definición de esas condiciones). También pueden disponerse filtros artificiales intercalados en el camino del agua.

4.4.5.8 Verificación de la seguridad frente a la socavación

La socavación que pueden producir las hélices de los barcos en las maniobras de atraque, el oleaje o las corrientes de mar ha de considerarse en el proyecto de los muelles de pantallas. En estos muelles la socavación es de especial importancia pues, como se ha visto, la estabilidad depende, en gran manera, del empotramiento en el lado mar. Una reducción significativa de esa profundidad, ocasionada por una socavación no prevista, puede reducir la seguridad de la obra, aumentar sus deformaciones e incluso provocar su ruina.

Sobre las medidas preventivas contra este fenómeno, son aplicables las consideraciones hechas en los apartados 4.2.3.7 y 4.3.5.7, referentes a los muelles de gravedad y de pilotes respectivamente.

4.4.5.9 Resumen de coeficientes de seguridad mínimos

Los coeficientes de seguridad que el ingeniero debe adoptar en el proyecto de muelles de pantallas, para asegurar que cada uno de los Estados Límite Últimos no se sobrepasa, están definidos en la Parte 3 de esta ROM.

Al describir, en los apartados precedentes, cada uno de los Estados Límite Últimos se ha hecho una referencia puntual al apartado de la ROM donde se define el procedimiento de cálculo y el coeficiente de seguridad a adoptar. Ambos aspectos (método de cálculo y coeficiente de seguridad) están ligados y no deben dissociarse. A pesar de ello se adjunta a continuación la Tabla 4.4.1 donde se resumen los coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a cada Estado Límite Último. El ingeniero debe conocer el método de análisis asociado antes de utilizarlos.

4.4.6 Estados Límite de Servicio

Los muelles de pantallas son, en general, muy flexibles. Su deformación puede provocar asientos o desplazamientos en estructuras próximas o incluso en la superestructura que se pueda construir sobre el propio muelle.

Las pantallas en voladizo son especialmente deformables y su utilización debe estar limitada a calados muy pequeños. Bastan desniveles de dos o tres metros para que los desplazamientos horizontales sean ya del orden de decímetros en terrenos blandos.

Tabla 4.4.1. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados para el proyecto de muelles de pantallas. Obras de ISA bajo (5 a 19)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes F_1	Fundamentales o Características F_2	Accidentales o Sísmicas F_3
3.7.11.1.3	Giro respecto al anclaje	1,3	1,2	1,1
3.7.11.1.3	Giro respecto al pie	1,3	1,2	1,1
3.7.9.2	Rotura del terreno alrededor del anclaje	3,0	2,4	2
3.8	Deslizamiento conjunto	1,5	1,3	1,2
3,8	Equilibrio global	1,4	1,3	1,1
3.7.11.1.3	Equilibrio vertical	2,5	2	1,5
—	Erosión interna	MP	—	—
—	Socavación	MP	—	—

* Son los controlados, principalmente, por la resistencia del terreno.

MP En estos casos la seguridad no suele ser cuantificada. El problema puede evitarse tomando medidas preventivas adecuadas (MP).

Nota 1: Antes de utilizar estos coeficientes de seguridad deben conocerse los métodos de cálculo asociados que se definen en esta ROM, descritos en este apartado 4.4 y en los apartados que se indican en la primera columna.

Nota 2: Atendiendo al carácter de la obra y a la duración de la situación de proyecto se deberán hacer las modificaciones mencionadas en 3.3.8 y 3.3.10, a los efectos de aumento y reducción de los coeficientes de seguridad recomendados.

Las deformaciones de los muelles de pantallas están controladas no sólo por la calidad del terreno sino también por el sistema de anclaje. Las deformaciones de estos elementos pueden ser elevadas, particularmente en aquellos casos en los que la resistencia está basada en la movilización de empujes pasivos.

La estimación de deformaciones puede hacerse por vía empírica, mediante analogía con otras obras similares donde se hayan medido desplazamientos, o por vía analítica, mediante cálculos adecuados de interacción suelo-estructura.

En pantallas de hormigón el estudio de la fisuración será un elemento crucial del proyecto.

Los muelles de pantallas contruidos sobre suelos blandos pueden dar lugar a asientos importantes. La consolidación natural del terreno sobre el que se vierten los rellenos así como la consolidación de los propios rellenos puede ser causa de grandes asientos diferidos. Su estudio es una tarea necesaria.

El efecto de los asientos en el sistema de anclaje ha de examinarse expresamente, ya que puede provocar flexiones indebidas e incluso su rotura. Los anclajes deben estar debidamente protegidos contra esta circunstancia adversa (dentro de cajetines de suficiente altura, por ejemplo).

Los elementos importantes que se sitúen en el trasdós del muelle pueden requerir una cimentación profunda, no sólo para evitar su movimiento sino también para reducir los empujes sobre la pantalla.

4.4.7 Otras recomendaciones

Provisionalmente y aparte de otras indicaciones que puedan darse en futuros documentos del Programa ROM, se quieren avanzar aquí algunos aspectos de interés.

Drenaje

Las paredes de las tablestacas (también las pantallas de hormigón) son, en general, impermeables y por lo tanto pueden generarse en su trasdós sobrepresiones importantes de agua. El proyecto de un sistema adecuado de drenaje (con válvulas de clapeta, por ejemplo) puede ser de interés para reducir los empujes en momentos de marea baja.

La revisión periódica del funcionamiento de las clapetas sería en esos casos una práctica obligada. En cualquier caso, estas medidas de drenaje exigen que el relleno de trasdós, en la zona próxima a la pantalla, sea gránular y que se disponga un sistema de filtro adecuado.

Longitudes de tablestaca

La parte enterrada de las tablestacas próxima a la punta está solicitada, estructuralmente, con esfuerzos menores que los que se producen en otros puntos (a la altura de la línea de dragado, por ejemplo). Por ese motivo se pueden proyectar hincas más cortas en algunas tablestacas. Algo similar puede decirse de la parte próxima a la cabeza.

Haciendo las consideraciones debidas podrá proyectarse un muelle suficientemente seguro con tablestacas alternas (una de cada tres o incluso una de cada dos) de menor longitud. Ese ahorro, sin embargo, puede aparejar otras complicaciones constructivas.

No es recomendable que, con ese argumento, se reduzcan las hincas en más de 1 m.

Es posible también construir pantallas más cortas apoyadas sobre pilotes, regularmente espaciados, que profundizan más en el terreno. La zona profunda de los pilotes debe ser capaz de soportar las fuerzas que corresponden a la parte de pantalla no construida.

Inclinación

En general, los muelles de pantallas se inclinan hacia el mar como consecuencia de los empujes del trasdós. El postensado de los anclajes o la hincas de las tablestacas con cierta inclinación hacia el lado tierra son asuntos cuya consideración es recomendable.

4.5 MUELLES DE RECINTOS DE TABLESTACAS

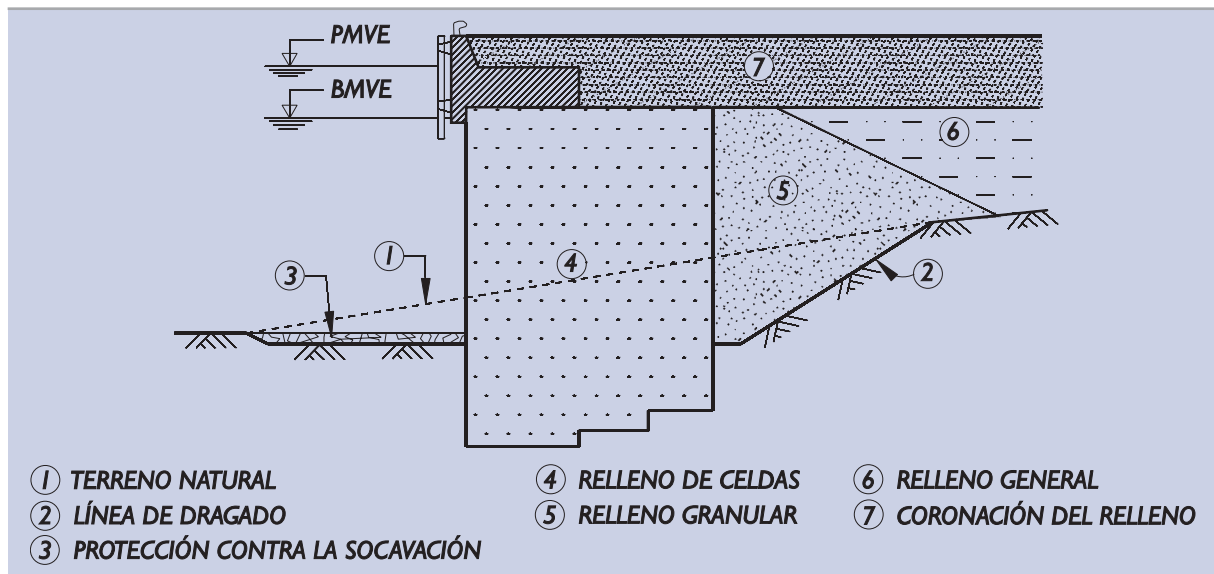
Dentro del Programa ROM, está previsto dedicar un documento donde se considere, conjuntamente, el comportamiento estructural y el comportamiento geotécnico de los muelles formados por recintos tablestacados.

Aunque es difícil separar ambos aspectos del problema, se han avanzado en esta ROM 0.5, dedicada a la geotecnia, algunas recomendaciones provisionales que puedan guiar al ingeniero en el proyecto de estas estructuras.

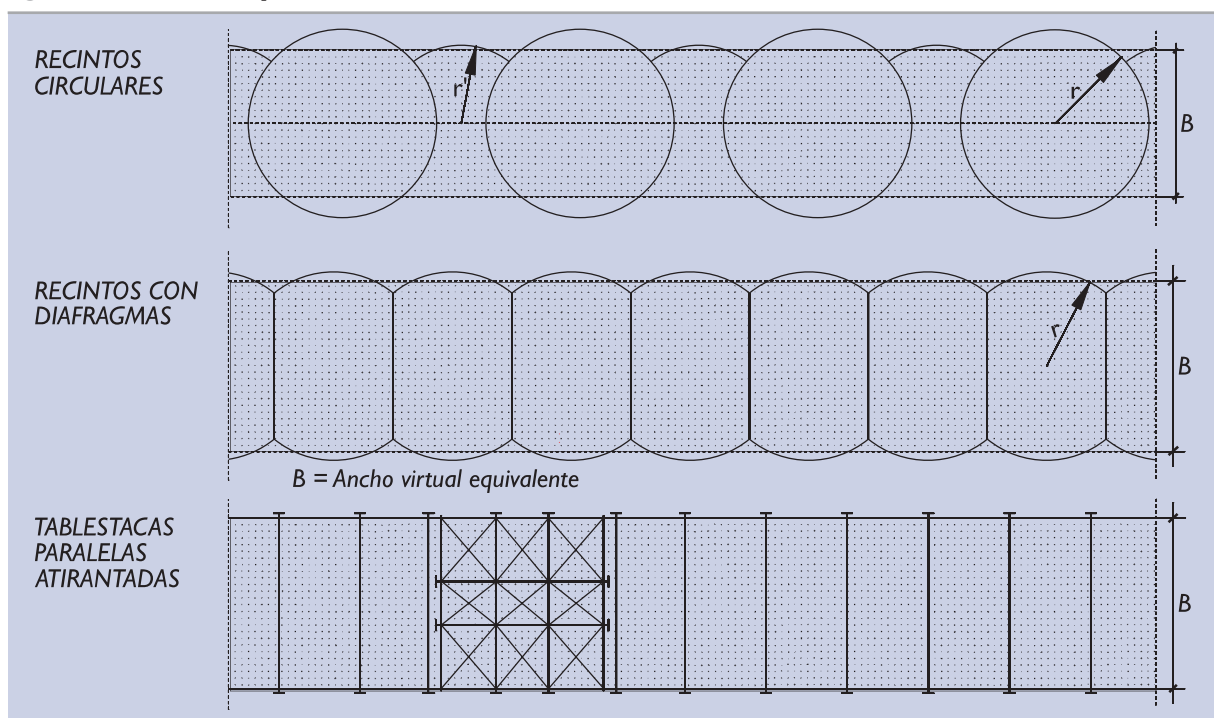
Se advierte, por lo tanto, que las recomendaciones que siguen son incompletas; los aspectos principales del comportamiento estructural sólo se esbozan.

4.5.1 Tipología

La tipología básica del muelle de recintos de tablestacas se indica esquemáticamente en la Fig. 4.5.1, donde se destacan los elementos principales desde el punto de vista geotécnico.

Figura 4.5.1. Muelle de recintos de tablestacas

Los recintos de tablestacas se pueden construir con formas circulares de tablestacas planas, creando celdas independientes que después se unen, en la parte delantera (y eventualmente en la trasera), mediante arcos de tablestacas con formas especiales. También pueden construirse mediante celdas con diafragmas, de paredes transversales rectas y frontales curvos. Ambos tipos se indican esquemáticamente en la Fig. 4.5.2.

Figura 4.5.2. Planta esquemática de recintos de tablestacas

Con los recintos circulares, se pueden hacer los rellenos de las celdas de manera independiente. Con los recintos de diafragmas, han de hacerse los rellenos de manera simultánea (es permisible cierto desfase) y han de

utilizarse un mayor número de tablestacas. Su posible ventaja estriba en menores esfuerzos en la tablestaca (para un mismo calado).

Dentro de esta categoría pueden considerarse, además, los muelles formados por dos filas de tablestacas paralelas arriostradas entre sí a distintos niveles. Esta tipología sería un caso especial del muelle de tablestacas ancladas en las que el anclaje se consigue mediante una segunda fila de tablestacas similar a la del lado mar. En este tipo de solución es frecuente proyectar algún recinto especialmente arriostrado que rigidice la estructura y facilite el relleno diferencial a uno y otro lado.

Los recintos de diafragmas pueden tener los tabiques curvos, facilitando así el relleno diferencial entre celdas adyacentes.

Existen, además, variantes adecuadas para grandes calados, tales como las de forma de trébol de cuatro hojas atirantadas según dos ejes, o formas elípticas o formas de curvatura variable (curvas de varios radios), etc.

El estudio comparado de unas y otras tipologías debe ayudar al ingeniero en la elección de la más adecuada en su caso particular.

A efectos de hacer las comprobaciones de seguridad que más adelante se indican, cualquiera de estas tipologías será representada por una sección transversal equivalente de ancho B.

Esa anchura equivalente debe fijarse de manera que se conserve el área en planta.

En los recintos circulares con trasdós abierto entre celdas se supondrá, a estos efectos, un plano de trasdós virtual que pasa a una distancia $(\pi/4)r$ del eje de la celda, siendo r el radio de la celda.

4.5.2 Factores de proyecto

4.5.2.1 Datos del terreno

Los muelles de recintos de tablestacas pueden construirse en terrenos firmes o de calidad media. Los depósitos de suelos blandos hasta gran profundidad pueden hacer este tipo de solución inadecuada.

Del terreno natural, es preciso conocer su estructura (tipos de terreno en distintos lugares a distintas profundidades) en una zona suficientemente amplia en planta y en profundidad, tal como se recomienda en la Parte 2 de esta ROM.

De cada nivel del terreno, y con más precisión en la zona próxima al cimiento, interesa conocer su naturaleza, su resistencia y su deformabilidad, igual que en otros tipos de muelles (ver apartados 4.2, 4.3 y 4.4).

Se estudiará especialmente la parte del terreno natural que pueda quedar dentro del recinto. La decisión posterior de dragarlo o dejarlo como parte del relleno interior debe ser sustentada por un buen reconocimiento de esta zona.

4.5.2.2 Estudio de materiales

El material del relleno del interior de los recintos interesa que sea granular, de otra manera se producirán grandes tracciones en las paredes de las tablestacas y ello podría conducir a proyectos poco competitivos.

Del material que rellene los recintos ha de conocerse, principalmente, la densidad con la que resultará tras su puesta en obra y el ángulo de rozamiento interno correspondiente, para poder estimar después los grados de seguridad frente a los distintos estados límite.

Dentro del estudio de materiales, debe analizarse la posibilidad de uso de los terrenos naturales del fondo como material de relleno del interior de los recintos.

Del material o materiales de trasdós, interesan los datos relativos a la naturaleza, densidad, resistencia y deformabilidad. En este sentido son aplicables los comentarios correspondientes a los muelles de gravedad (ver apartado 4.2).

En las obras de recintos de tablestacas puede ser interesante la compactación profunda (mediante vibración, por ejemplo) de los rellenos de las celdas. Ese aspecto debe ser investigado en cada caso concreto.

Los materiales para protección contra la socavación del pie del muelle deben estudiarse tal como se ha indicado para otros tipos de muelles (apartados 4.2, 4.3 y 4.4).

4.5.2.3 Niveles de agua

Normalmente la situación más crítica de este tipo de obras corresponderá a una bajamar y con un nivel freático alto en el lado tierra.

Los niveles que han de considerarse son los mismos que se indican para los muelles de gravedad. Ver apartado 4.2.3. A estos efectos y salvo que se tomen precauciones especiales, los muelles de recintos de tablestacas se supondrán impermeables.

Los posibles efectos del oleaje natural o inducido por el tráfico portuario serán también considerados tal como se indica en el apartado 4.2, correspondiente a los muelles de gravedad.

4.5.3 Estados Límite Últimos

Los muelles de recintos de tablestacas tienen formas de rotura propias aún no bien conocidas. Las formas de rotura más típicas, que en cualquier caso han de analizarse, son el objeto de este apartado.

La forma de trabajo de los muelles formados por recintos tablestacados es muy compleja. Durante la fase de relleno de las celdas se producen compresiones del relleno contra las paredes que provocan tracciones importantes en el acero de las tablestacas. La fase crítica de la rotura estructural (tensiones límites en el acero) de los recintos tablestacados se puede producir en esta fase de construcción.

Al realizar las operaciones de dragado en el lado mar (si es que esa operación existe en el proyecto concreto en estudio) se pueden aumentar los esfuerzos en las tablestacas.

Al realizar dragados dentro de los recintos, para eliminar del fondo posibles suelos naturales no convenientes, se pueden producir compresiones en las paredes del recinto. Este aspecto requiere una consideración especial.

Al realizar el relleno de trasdós y sobre todo al utilizar el muelle, colocando las sobrecargas, es cuando se suelen producir las situaciones límite que se contemplan a continuación.

Por esos motivos, aunque el análisis de las operaciones de construcción, siguiendo las distintas fases constructivas, es esencial para verificar el estado tensional en las paredes de las celdas o recintos, esas situaciones, en general, no necesitan ser contempladas para evaluar la seguridad de la obra frente a los Estados Límite de tipo geotécnico, esto es, aquellos controlados por la naturaleza (resistencia, deformabilidad y permeabilidad) del terreno, que son considerados en esta ROM 0.5.

Los Estados Límite Últimos de tipo geotécnico que se contemplan en este apartado son simplificaciones de unas situaciones que se parecen a la realidad observada, tanto en ensayos de prototipos en laboratorio como en casos reales instrumentados, en los que el comportamiento observado ha incluido la rotura (ensayos de laboratorio) o únicamente se ha aproximado a ella ligeramente.

Cuando en los ensayos de laboratorio se empujan las celdas hasta provocar la rotura, ésta puede ocurrir de formas muy variadas, controladas por la tipología de los prototipos y por la relación entre la excentricidad y la inclinación de las acciones sobre la base de la celda.

En general, cuando la excentricidad de esas acciones es pequeña (empujes aplicados a baja altura) el mecanismo que parece controlar la rotura de la celda es el deslizamiento horizontal.

Cuando el punto de aplicación del empuje es alto el mecanismo de rotura es uno de los siguientes:

- ◆ Vuelco de la celda.
- ◆ Rotura por corte de la celda.

A su vez, estos mecanismos teóricos de posible rotura pueden tener morfología diferente según sea la rigidez relativa del material de relleno de los recintos frente a la de sus paredes metálicas.

Independientemente de esos modos de fallo, puede producirse el hundimiento del muelle, como bloque rígido, en aquellos casos en que el cimientado es poco resistente. Cuando el terreno es débil hasta profundidades considerables pueden producirse fallos globales de grandes dimensiones que incluyan al muelle y a su cimientado.

Pueden producirse, en fin, otras situaciones límite locales, como el flujo del relleno de la celda por su parte delantera si las tablestacas, en esa zona, están poco hincadas.

En la Fig. 4.5.3 se ilustran, con unos croquis, estos modos de fallo.

Estos problemas, y otros que el ingeniero pueda concebir, deben ser analizados para garantizar que existe seguridad suficiente frente a cada uno de ellos.

Dado que, en los subapartados que siguen, se contemplan únicamente situaciones límite, los parámetros del terreno que se deben utilizar para realizar estas comprobaciones son aquéllos que corresponden a grandes deformaciones.

Concretamente, en aquellas zonas donde el mecanismo de rotura previsto implique un desplazamiento horizontal de la celda alejándose del terreno, se debe suponer un empuje activo. El empuje será pasivo cuando el desplazamiento relativo sea en sentido contrario.

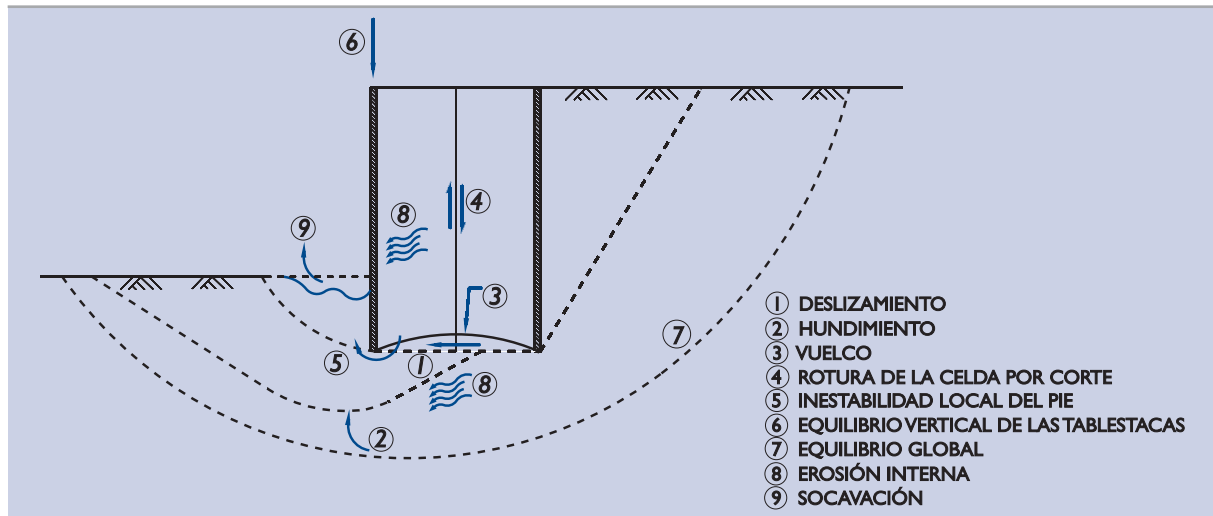
La acción de los empujes del terreno exterior a los recintos contra su pared se supondrá, en general, inclinada un ángulo igual a $2\phi/3$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento del suelo del contacto. La dirección del empuje será acorde con el movimiento relativo que se suponga en cada mecanismo de rotura. En general los empujes activos de trasdós estarán inclinados hacia abajo y los empujes pasivos del intradós (parte empotrada en el lado mar) actuarán hacia arriba, tratando de levantar la celda.

Estos criterios generales pueden tener alguna modificación para algunos estados límite particulares de los que aquí se consideran. Si ello fuera así, tal modificación sería indicada, expresamente, en el apartado correspondiente.

Para analizar cada posible modo de fallo se tendrán en cuenta todas las acciones y combinaciones de carga como se estipula detalladamente en la Parte 3 de esta ROM (apartado 3.3).

4.5.3.1 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento

El modo de fallo de deslizamiento que se considera aquí es similar al descrito en otras estructuras de contención de gravedad. Las celdas se desplazarían horizontalmente deslizando según un plano horizontal próximo a su base.

Figura 4.5.3. Modos de fallo geotécnicos en muelles de recintos de tablestacas

Nota: Sólo se incluyen modos de rotura de tipo geotécnico, esto es, controlados principalmente por las características del terreno.

En este caso concreto conviene distinguir, además, dos situaciones según el empuje pasivo que se pueda desarrollar en el pie delantero tenga mayor o menor importancia. Son los casos que se denominan “cimentaciones superficiales” y “cimentaciones empotradas” y que se describen a continuación.

4.5.3.1.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Cuando el muelle apoya sobre un suelo firme o sobre roca y además se utilizan recintos autoestables, bien atirantados, de manera que no se requiera profundizar la hinca de las tablestacas claramente bajo la profundidad del terreno, el mecanismo de deslizamiento como bloque rígido se puede analizar tal como se indica en la Fig. 4.5.4.

Los parámetros geotécnicos c y ϕ a utilizar en el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento, según se indica en esa figura, pueden ser los correspondientes al relleno o al terreno de cimentación. Se elegirán los que conduzcan a un coeficiente de seguridad más bajo.

Para el cálculo de los empujes activos del relleno del trasdós sobre la celda se seguirán las recomendaciones que se indican en el apartado 3.7 de esta ROM.

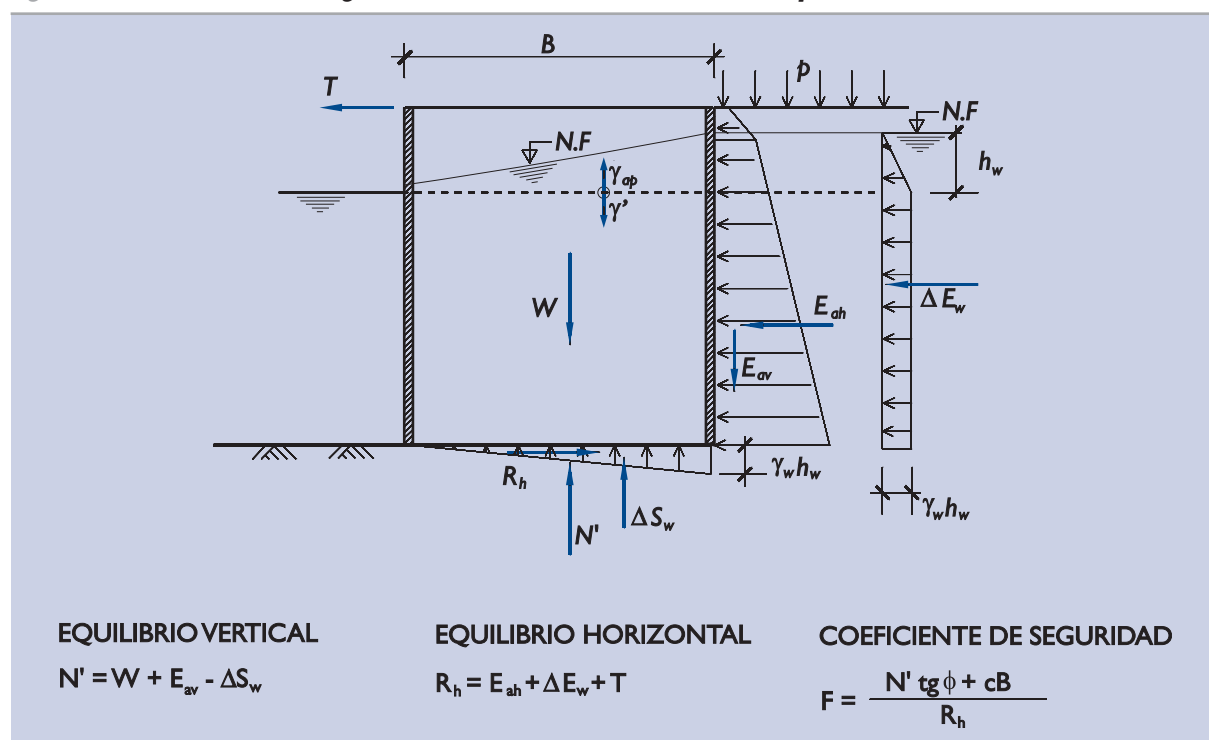
Para calcular el peso específico de las celdas se pueden seguir varios procedimientos. El que se indica en la figura es el que se cree más recomendable y más sencillo.

Desde el nivel de agua libre en el mar hacia arriba se utilizarían, para el cálculo de pesos, los pesos específicos aparentes y hacia abajo los pesos específicos sumergidos. Después se debe descontar el exceso de subpresión, ΔS_w en la figura.

El exceso de subpresión depende de la posición del nivel freático dentro de la celda que, en general, será curvo. Se considera admisible suponer que la subpresión en la base de la celda tiene una variación lineal de trasdós a intradós y con unos valores extremos iguales a “ $\gamma_w h_w$ ” en el lado tierra y nulo en el lado mar.

El valor de h_w sería la diferencia de nivel de agua entre el trasdós de la celda y el nivel del mar.

En ocasiones, cuando se disponga de medidas de drenaje especiales que puedan mantener bajo el nivel freático dentro de las celdas, el ingeniero podrá justificar un valor menor de h_w , para el cálculo de las subpresiones.

Figura 4.5.4. Coeficiente de seguridad al deslizamiento en recintos no empotrados

Notas: a) Los pesos se calcularán como producto de las áreas por los pesos específicos aparentes, cuando éstas están situadas por encima del nivel freático del intradós, (γ_{ap}), ó por los pesos específicos sumergidos, (γ'), cuando éstas queden bajo ese nivel.

b) En las ecuaciones de equilibrio figurarán, en cada caso, las fuerzas horizontales y verticales correspondientes a cada caso de carga.

En aquellas ocasiones en las que el tema sea de especial importancia, puede ser conveniente un cálculo previo de la red de filtración local para definir un peso efectivo más adecuado.

También pueden existir ocasiones en las que el peso efectivo de la celda sea realmente menor que el que se obtiene por el procedimiento indicado. Son aquellas situaciones en las que el fondo y las paredes de la celda resultan claramente impermeables. El exceso de subpresión puede llegar a ser hasta el doble del indicado (nivel freático horizontal dentro de la celda situado “ h_w ” sobre el nivel del mar). El ingeniero debe estudiar las posibilidades de esta circunstancia.

4.5.3.1.2 CIMENTACIONES EMPOTRADAS

La cimentación de un muelle de recintos tablestacados sobre suelos requiere hincar las tablestacas hasta una profundidad que será decidida en función de varios factores, entre otros, cumplir los requisitos que se especifiquen respecto al comportamiento estructural (objeto de otra ROM en este Programa de Recomendaciones).

Uno de los motivos de profundizar la hincada de las tablestacas puede ser, precisamente, aumentar la seguridad al deslizamiento del muelle. Esa mejora, sin embargo tiene un límite.

Si se cuenta con la colaboración del empuje pasivo en toda la zona de empotramiento puede ocurrir, a cierta profundidad, que el empuje unitario sea mayor en el exterior de la celda que en su interior. Las paredes de la celda dejarían de trabajar a tracción y la celda podría deformarse peligrosamente.

La profundidad a la que puede ocurrir este hecho es difícil de estimar, ya que el estado tensional en el interior de la celda no es bien conocido. Únicamente se sabe que en su zona exterior estaría sometida (en este meca-

nismo de fallo) al empuje activo en el lado tierra y el pasivo en el lado mar y su estado tensional, en el interior, debe ser alguno intermedio.

De las varias limitaciones posibles la que parece resultar más adecuada es la profundidad “ t_0 ” bajo el nivel del terreno en el intradós.

Esa profundidad sería la longitud de empotramiento mínima de una pantalla virtual anclada al nivel del agua libre y sometida, en su trasdós, al empuje activo del relleno del interior de la celda y, en su pie, al empuje pasivo del terreno de intradós. Esa profundidad se estimaría tal como se indica en el apartado 4.4.5.1 para una pantalla anclada.

En consecuencia y salvo estudios específicos que permitan adoptar otro valor de cálculo, se contará, a efectos de la verificación de la seguridad frente al deslizamiento horizontal, con una profundidad de empotramiento que no será mayor que:

- La profundidad de empotramiento real.
- La profundidad de empotramiento mínima de una pantalla virtual anclada al nivel del agua en el lado mar necesaria para soportar el empuje activo en su trasdós, con las cargas verticales que pudieran existir en el recinto.

Una vez definido el plano de deslizamiento, el proceso de cálculo es similar al de otros deslizamientos planos ya analizados. Los detalles del cálculo se ilustran gráficamente en la Fig. 4.5.5.

Normalmente el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento crecerá con la profundidad del plano de deslizamiento “ t ”, de otra manera la posible reducción de empotramiento antes recomendada no debiera practicarse.

La comprobación de que, como ocurre normalmente, la seguridad al deslizamiento crece con la profundidad de empotramiento supuesta en los cálculos puede hacerse repitiendo algún cálculo o según se indica en el comentario que sigue, válido únicamente para deslizamientos según planos horizontales.

Comentario: Cuando las fuerzas actuantes son las indicadas en la Fig. 4.5.5, el coeficiente de seguridad tiene una expresión analítica sencilla en función de la profundidad de empotramiento t . La derivada de F respecto a t debe ser mayor que cero, de manera que el coeficiente de seguridad crezca con la profundidad de deslizamiento, y eso ocurre cuando el valor de F obtenido en el cálculo es menor que el valor crítico definido por:

$$F_{(\text{crítico})} = \frac{\left(\gamma'_c B + \gamma'_a H^* K_{ah} \cdot \text{tg} \delta_A - \gamma'_p t K_{ph} \cdot \text{tg} \delta_p \right) \text{tg} \phi + B \frac{\partial c}{\partial t} + \gamma'_p K_{ph} \cdot t}{\gamma'_a H^* K_{ah} + \gamma_w h_w}$$

donde:

B = ancho equivalente del muelle a efectos de cálculo (ver 4.5.1) (m).

H^* = altura equivalente de la célula a efectos de este cálculo, obtenida mediante la expresión

$$H^* = \frac{\sigma'_{vo}}{\gamma'_c}, \text{ (m)}$$

σ'_{vo} = tensión efectiva vertical en el pie trasero de la celda al nivel del plano de deslizamiento (kN/m^2).

K_{ah}, K_{ph} = componente horizontal de los coeficientes de empuje.

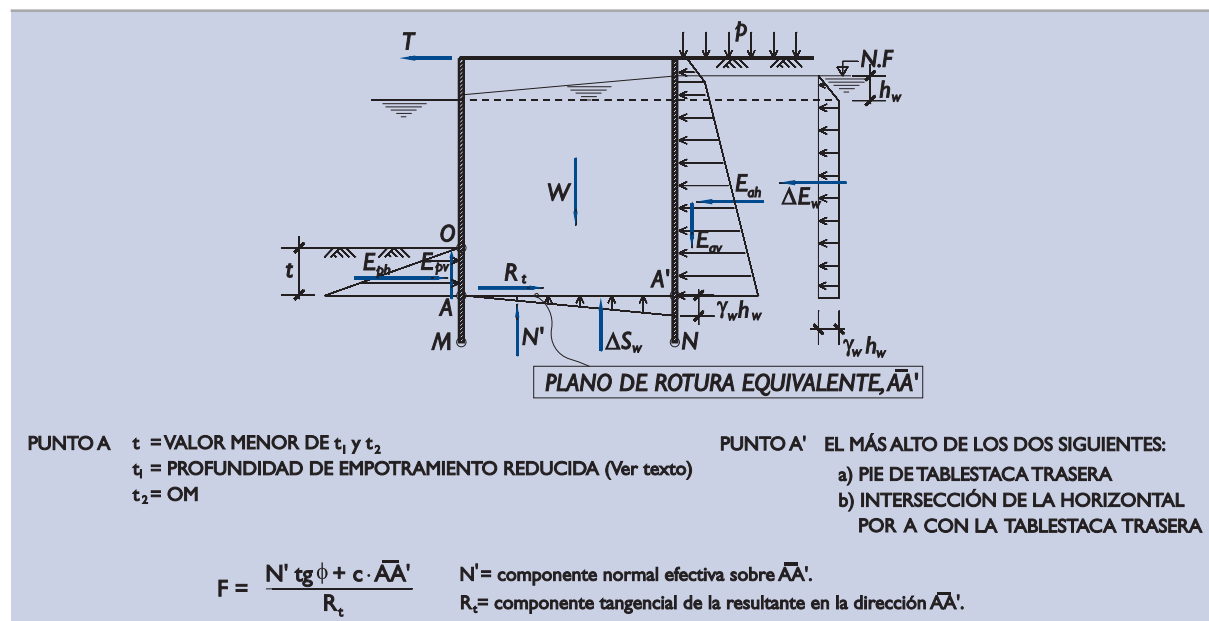
δ_A, δ_p = inclinación de los empujes, ambos son positivos cuando su inclinación es la habitual de los cálculos. Esto es, empujando hacia abajo, el activo y sosteniendo hacia arriba, el pasivo.

$\partial c / \partial t$ = variación de la cohesión con la profundidad (kN/m^3).

γ_w = peso específico del agua (kN/m^3).

$\gamma'_c, \gamma'_a, \gamma'_p$ = peso específico sumergido del relleno de las celdas, del terreno del trasdós (en el plano de deslizamiento) y del lado mar (en ese mismo plano), respectivamente (kN/m^3).

h_w = desnivel del nivel de agua entre el lado tierra y el lado mar (m).

Figura 4.5.5. Coeficiente de seguridad al deslizamiento en recintos empotrados

En los casos anómalos en los que se identifique que el coeficiente de seguridad decrezca con la profundidad de empotramiento, se debe hacer el cálculo frente al deslizamiento plano para varias profundidades, hasta la cota inferior del tablestacado, para encontrar el nivel al que ocurre el mínimo coeficiente de seguridad.

Si, aún suponiendo la línea de deslizamiento plano pasando por la punta de las tablestacas, el coeficiente de seguridad siguiera disminuyendo, se vigilará especialmente que el equilibrio global del muelle cumple los requisitos debidos.

4.5.3.2 Verificación de la seguridad frente al hundimiento

El hundimiento, como bloque rígido, de las tablestacas y su relleno puede analizarse como si se tratara de una cimentación superficial sobre un plano horizontal que pasara por el pie de las tablestacas del lado mar. Esta recomendación no sería aplicable si las tablestacas apoyaran en roca.

Si las tablestacas traseras (lado tierra) no alcanzan ese nivel, se supondrá, a efectos de este cálculo de seguridad frente al hundimiento, que alcanzan ese nivel y que sobre ellas actúa el empuje activo correspondiente a toda la altura del muelle, desde su coronación hasta el plano horizontal donde se estudie el hundimiento.

Para los recintos que estén muy empotrados en el terreno, se supondrá a efectos de estos cálculos un empotramiento menor, tal como se indica en el apartado 4.5.3.1.2.

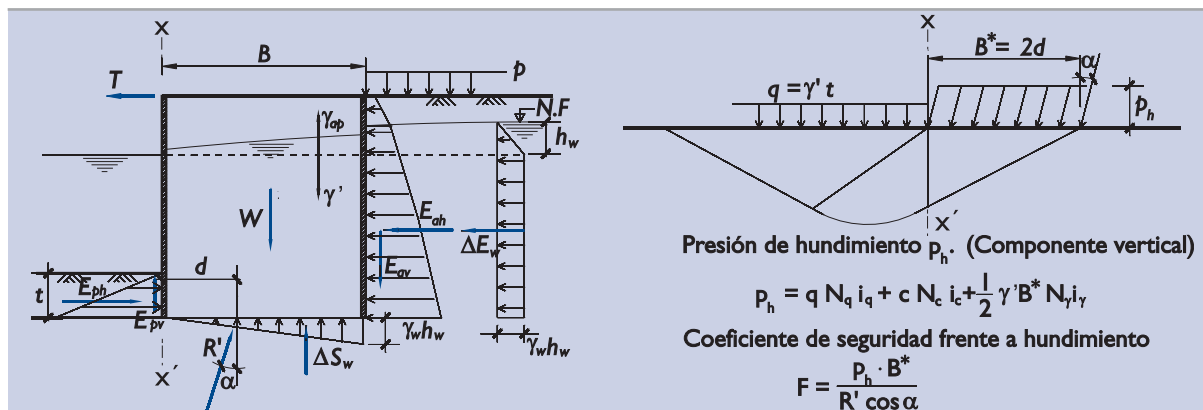
Normalmente la seguridad frente al hundimiento crecerá con la profundidad de empotramiento supuesta en los cálculos. Tal extremo será comprobado y, si la seguridad frente al hundimiento decreciera al aumentar la profundidad del plano de cálculo, no se aplicará la reducción indicada en el párrafo anterior sino aquélla que condujese a un coeficiente de seguridad mínimo.

En ese posible caso anormal se vigilará, además, especialmente el equilibrio global del muelle.

El cálculo del coeficiente de seguridad frente al hundimiento se indica, de manera esquemática, en la Fig. 4.5.6.

Dado que este tipo de rotura no implica necesariamente que exista un desplazamiento relativo vertical en el trasdós, se deberá suponer en los cálculos que el empuje activo actúa horizontalmente, salvo que otra hipótesis, con un ángulo de inclinación positivo (empujando hacia abajo) y menor que $2\phi/3$, conduzca a un coeficiente de seguridad menor.

Figura 4.5.6. Esquema para la evaluación de la seguridad frente al hundimiento



Nota: Para fijar la profundidad de empotramiento "t" a considerar en el cálculo, ver texto.

4.5.3.3 Verificación de la seguridad frente al vuelco

Los recintos de tablestacas tienen una forma de fallo típica, rompiendo por una superficie curva próxima a su base, que se desarrolla dentro del propio relleno de la celda y pasa por los pies de las tablestacas. El centro de curvatura de esas líneas estaría situado por debajo de la base de la celda.

Si el terreno natural es flojo, de resistencia semejante o menor que la del relleno de las celdas, esa línea de rotura puede tener su curvatura en el sentido contrario; se desarrollaría dentro del terreno natural y tendría su centro de curvatura por encima de la base de la celda.

A estos modos de fallo se los denominará aquí vuelco, ya que implican cierta rotación de la celda como sólido rígido y porque conviene distinguirlos del deslizamiento plano estudiado en el apartado anterior.

Actuando en contra del posible vuelco, se deben considerar como fuerzas estabilizadoras las siguientes:

- ◆ Peso propio del muelle contenido en el relleno de ancho virtual B.
- ◆ Empuje pasivo en el lado mar.
- ◆ Posibles sobrecargas sobre los recintos y otras acciones estabilizadoras.

A favor del posible vuelco actuarían, como fuerzas volcadoras, las siguientes:

- ◆ Empuje activo del terreno y debido a las sobrecargas.
- ◆ Empuje debido al desnivel de agua entre el trasdós y el lado mar.
- ◆ Fuerzas horizontales hacia el mar transmitidas al recinto.
- ◆ Posibles cargas y otras acciones desestabilizadoras.

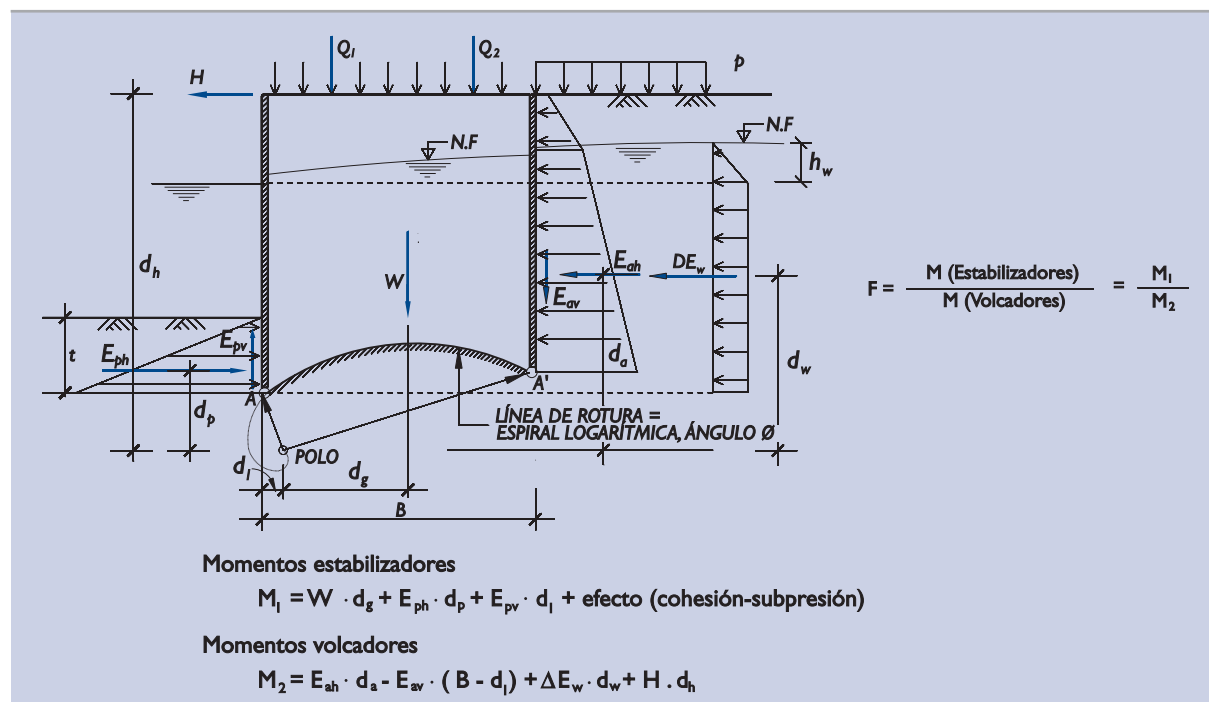
Vuelco modo I

El empuje pasivo en la zona de empotramiento del lado mar es una fuerza estabilizadora importante de manera que la profundización de las tablestacas es, en general, una medida que asegura la estabilidad.

Sobrepasada cierta profundidad, sin embargo, pueden aparecer esfuerzos importantes en la parte inferior de las tablestacas y, por eso, salvo que se tomen medidas especiales y se demuestre su eficacia, se tomará, a efectos de cálculo, una profundidad de empotramiento reducida tal como se indica en 4.5.3.1.2.

El esquema de cálculo del coeficiente de seguridad frente a este tipo de vuelco, denominado modo I, se define con la ayuda gráfica de la Fig. 4.5.7.

Figura 4.5.7. Coeficiente de seguridad frente al vuelco. Modo 1



Nota: Para "efecto cohesión-subpresión" ver texto.

Los pesos efectivos cuya resultante es "W" se calcularán con los pesos específicos que se indican en la Fig. 4.5.4.

El momento respecto al polo de otras posibles acciones será contabilizado como volcador o como estabilizador según tienda a estabilizar o a volcar.

Para situar los puntos A y A' ver Fig. 4.5.5.

Vuelco modo 2

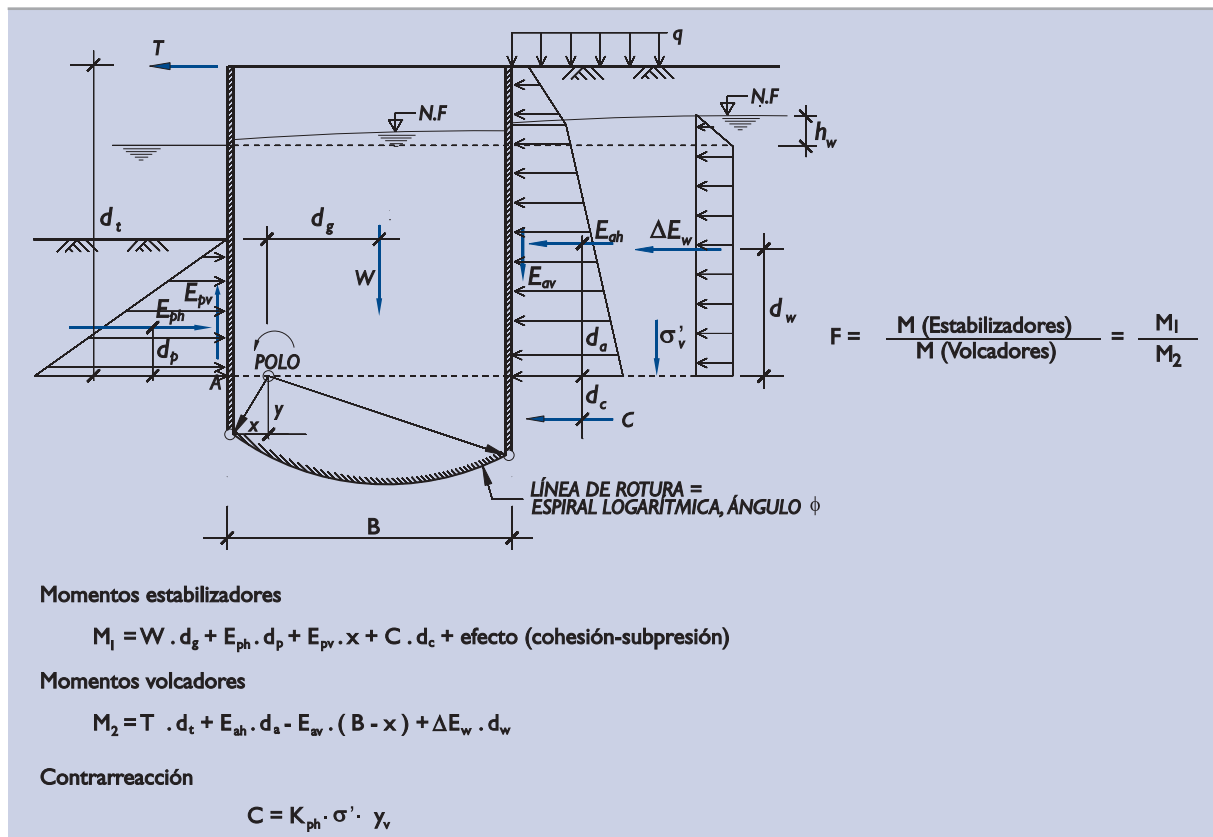
En aquellos casos en los que la profundidad de empotramiento real sea mayor que la utilizada en el cálculo precedente (vuelco modo I), así como en aquellos en los que el terreno natural sea menos resistente que el del relleno de las celdas, se comprobará además otro segundo modo de fallo por vuelco definido como modo 2 e ilustrado en la Fig. 4.5.8.

En ambos casos la línea de rotura es una espiral logarítmica de ángulo ϕ igual al ángulo de rozamiento en la línea de rotura. Este tipo de mecanismos tiene la ventaja fundamental de simplificar los cálculos pues en suelos puramente friccionales ($c = 0$) la resultante de las acciones contra el terreno (igual que la de las reacciones del terreno) ha de pasar por el polo y por lo tanto dar, en él, momento nulo cuando se produce la rotura.

En general el momento que producen, respecto al polo, las acciones estabilizadoras es mayor que el que producen las fuerzas desestabilizadoras y sólo un aumento de éstas puede conducir a la condición de rotura.

El coeficiente de seguridad puede calcularse, para una determinada línea de rotura, definida por su polo, como el coeficiente por el que han de multiplicarse las fuerzas volcadoras (o sus momentos, ya que los brazos

Figura 4.5.8. Coeficiente de seguridad frente al vuelco. Modo 2



Nota: Para "efecto cohesión-subpresión" ver texto.

Los pesos efectivos cuya resultante es "W" se calcularán con los pesos específicos que se indican en la Fig. 4.5.4.

El momento respecto al polo de otras posibles acciones será contabilizado como volcador o como estabilizador según tienda a estabilizar o a volcar.

son fijos, una vez definida la línea de rotura) de manera que los momentos respecto al polo se anulen, tal como se indica en las figuras comentadas.

El coeficiente de seguridad que se obtiene es poco sensible a la ubicación del polo cuya situación pésima, sin embargo, ha de buscarse mediante tanteos sucesivos.

Comentario: A efectos de facilitar el cálculo de estabilidad según líneas espirales se facilita, en la Fig. 4.5.9, el dibujo de varias curvas de ese tipo.

El lugar geométrico de los polos de las distintas espirales logarítmicas que pasan por dos puntos fijos se incluyen en la Fig. 4.5.10.

Para facilitar los cálculos de estabilidad se traen aquí algunas fórmulas prácticas que pueden ser de ayuda.

Para considerar el posible efecto de la cohesión como momento favorable en aquellos casos en que la línea de rotura corte un terreno con cohesión, se recuerda que tal momento es:

$$M_{(\text{cohesión})} = \frac{1}{2} c \cdot \cot \phi (\rho_1^2 - \rho_0^2)$$

donde:

c = cohesión.

ϕ = ángulo de la espiral de cálculo.

ρ_0, ρ_1 = radios polares de los extremos de la zona con cohesión.

También se recuerda que el área encerrada entre la espiral logarítmica y la cuerda que une sus dos puntos extremos es:

$$\text{Área} = \frac{1}{4 \operatorname{tg} \phi} (\rho_1^2 - \rho_0^2) - \frac{1}{2} \rho_0 \rho_1 \operatorname{sen} \Omega$$

donde:

Ω = ángulo que forman entre sí los dos radios polares extremos ρ_0 y ρ_1 .

y donde los otros parámetros tienen el significado indicado en el párrafo anterior.

La subpresión en la línea de rotura A-A' está contabilizada en su mayor parte al considerar los pesos estabilizadores como sumergidos a partir de la línea de agua en el lado mar. El exceso de subpresión en la línea de rotura sería decreciente entre un valor $\gamma_w \cdot h_w$ en el trasdós y cero en el intradós. El efecto de esa subpresión adicional se puede tener en cuenta reduciendo el momento estabilizador en la cantidad:

$$M_{(\text{supresión})} = \frac{1}{3} \gamma_w h_w (\rho_1^2 - \rho_0^2)$$

Esta fórmula es aproximada y por lo tanto cuando este momento sea importante, debe utilizarse un cálculo más adecuado.

Figura 4.5.9. Espirales logarítmicas para distintos ángulos de rozamiento

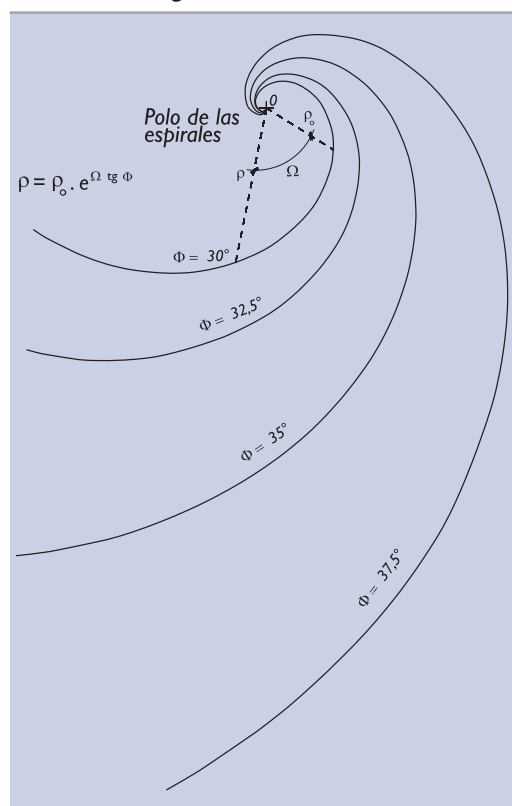
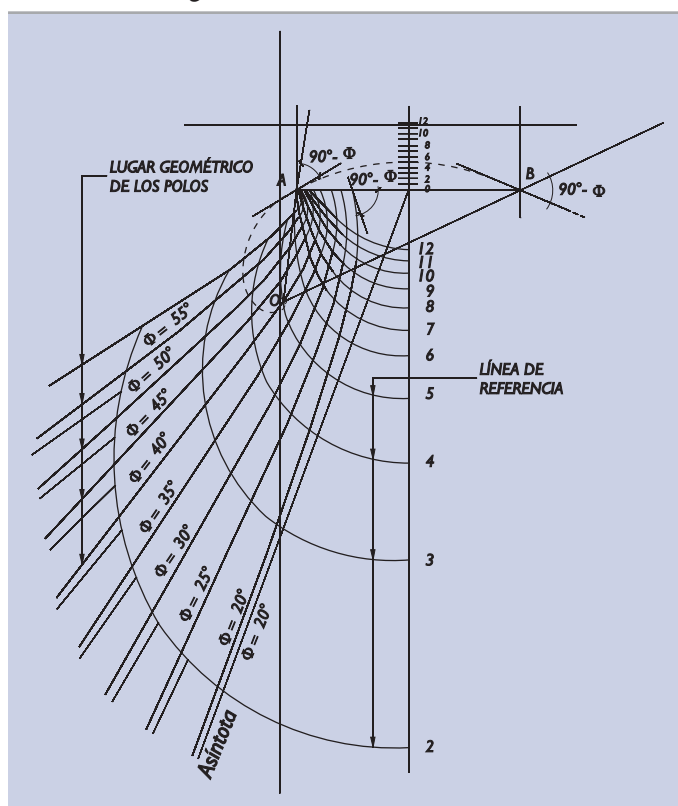


Figura 4.5.10. Lugar geométrico de los polos de las espirales logarítmicas (3)



(3) Tomado de R. Jelinek, H. Ostermayer. Zur Beruchnung von Fandedämmer und verankerten Spundwänden. Bautechnik. Mai 1967.

4.5.3.4 Verificación de la seguridad frente a la rotura de la celda

Los muelles de recintos tablestacados han de transmitir los esfuerzos que actúan en su trasdós y en su cabeza hacia el terreno de cimentación de manera que éste los reciba con la menor excentricidad y la menor inclinación posibles.

El cuerpo de las celdas está sometido, como estructura, a unos esfuerzos (resultantes de la integración de tensiones según distintos planos que lo cortan) que deben ser soportados por el conjunto del relleno y de las tablestacas que lo confinan.

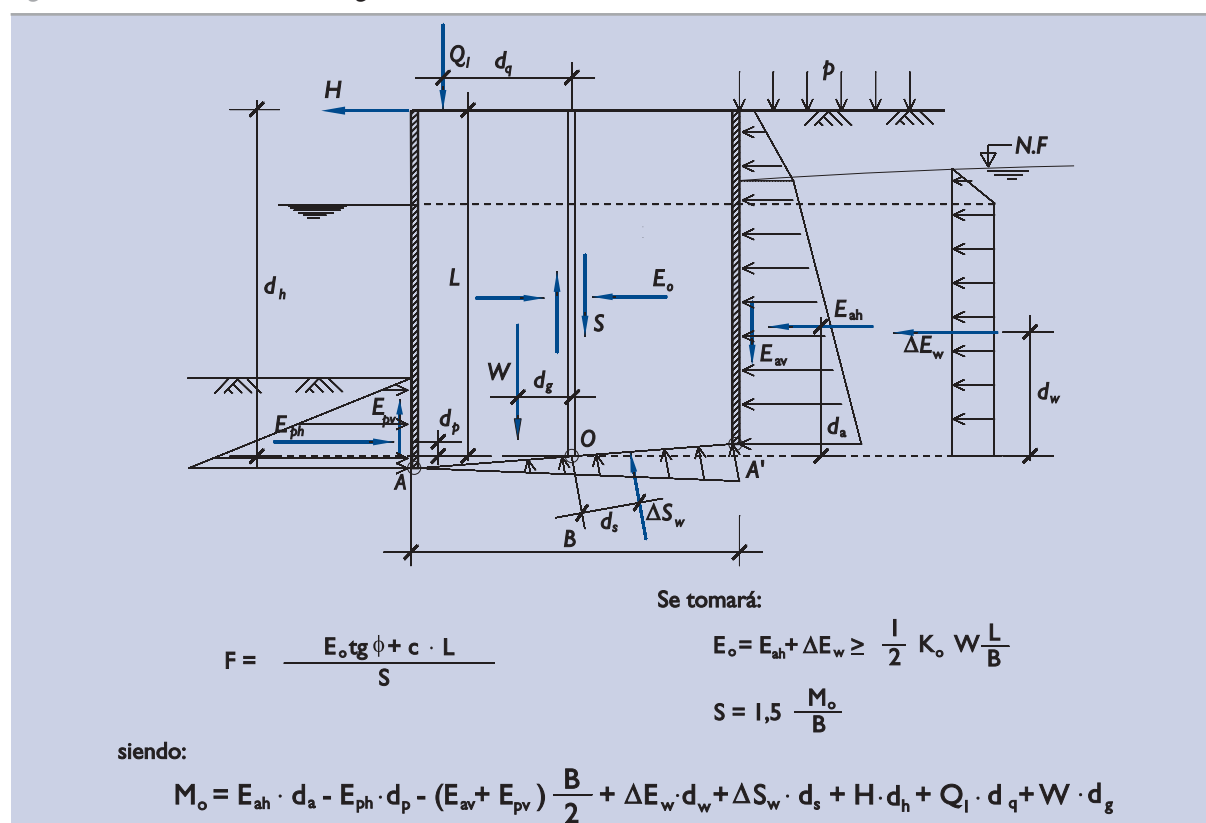
El esfuerzo cortante según planos horizontales es relativamente fácil de calcular. Tal como se ha hecho en apartados precedentes para planos horizontales próximos a la base de los recintos, se puede hacer para planos horizontales a mayores cotas. La rotura según esos planos horizontales está controlada no sólo por el relleno de las celdas, sino también por la resistencia al corte de las propias tablestacas. Es un mecanismo que debe evaluarse en el contexto del cálculo estructural de las paredes.

En el plano vertical central, equidistante de ambos paramentos de cierre de las celdas, existe un esfuerzo de corte "S" y una compresión normal efectiva "E_o" que deben ser estimados para verificar que están lejos de agotar la capacidad resistente de las celdas.

En ese tipo de corte hipotético, la contribución de las tablestacas a la resistencia de las celdas es pequeña ya que implica un deslizamiento a lo largo de la unión en la zona media, donde la tracción no debe ser muy alta (en los recintos formados por doble pared no existen tablestacas cortadas en ese plano central).

Olvidando la contribución de la resistencia estructural al deslizamiento de estas uniones, se puede definir un valor del coeficiente de seguridad frente al corte vertical como el que se ilustra en la Fig. 4.5.11.

Figura 4.5.11. Coeficiente de seguridad frente a la rotura de la celda



La resultante de las acciones sobre la base de la celda, referidas a su centro "O", provocan un momento volcador "M_o" que se supone soportado por un par de fuerzas de intensidad "S" y de brazo 2/3 B. Las cargas verticales centradas serían soportadas por reacciones uniformes que no generarían tensiones de corte en el plano vertical en estudio.

Antes de que se coloquen los rellenos del trasdós y después de rellenar las celdas, existen unas tensiones de compresión horizontal efectiva en el relleno del interior de las celdas que se pueden evaluar, a estos efectos, en:

$$\sigma'_{H} = K_o \sigma'_v$$

lo que conduce a una estimación de la compresión efectiva en el plano de estudio:

$$E_o = K_o \int_0^L \sigma'_v dz$$

Esta integral, que se extiende a lo largo del plano de estudio, puede calcularse aproximadamente suponiendo una variación lineal de las presiones con la profundidad:

$$E_o = \frac{1}{2} K_o \cdot \sigma'_{v(máx)} \cdot L = \frac{1}{2} K_o \frac{L}{B} \cdot W$$

Este valor de E_o es el que se indica en la Fig. 4.5.11. Normalmente, para rellenos de arena, se supone K_o = 0,4, valor este que parece un límite inferior de los encontrados en la práctica.

El empuje activo de las tierras del trasdós, debido a su peso, así como a las sobrecargas que hubiere, más el empuje del agua, debido al desnivel del nivel freático entre el lado tierra y el lado mar, comprimen la celda. La suma de esos empujes sería similar a la compresión efectiva en el plano de estudio. Parte de esa compresión horizontal se transmite directamente al terreno de cimentación pero, como quiera que la parte trasera de la cimentación está menos cargada, se supone que ese efecto es despreciable. Así se ha definido el valor del límite superior de E_o en la figura que se comenta.

En el método simplificado que se recomienda, se adopta este valor de la compresión efectiva siempre que sea mayor que el existente antes de trasdosar y cargar el muelle.

A falta, por lo tanto, de un procedimiento más apropiado que el ingeniero pudiera justificar, se considerará como coeficiente de seguridad frente al corte vertical el definido en la mencionada figura.

La longitud de empotramiento en el pie delantero, salvo disposiciones especiales y a efectos de realizar estos cálculos, será limitada según se indica en 4.5.3.1.2.

4.5.3.5 Verificación de la seguridad frente a la inestabilidad local del pie

El entorno del pie delantero de los muelles de recintos tablestacados puede ser un punto especialmente conflictivo cuando las tablestacas están poco hincadas.

El ingeniero debe comprobar que se dispone de seguridad suficiente al menos contra los Estados Límite que se describen a continuación, además de otros que él pueda concebir.

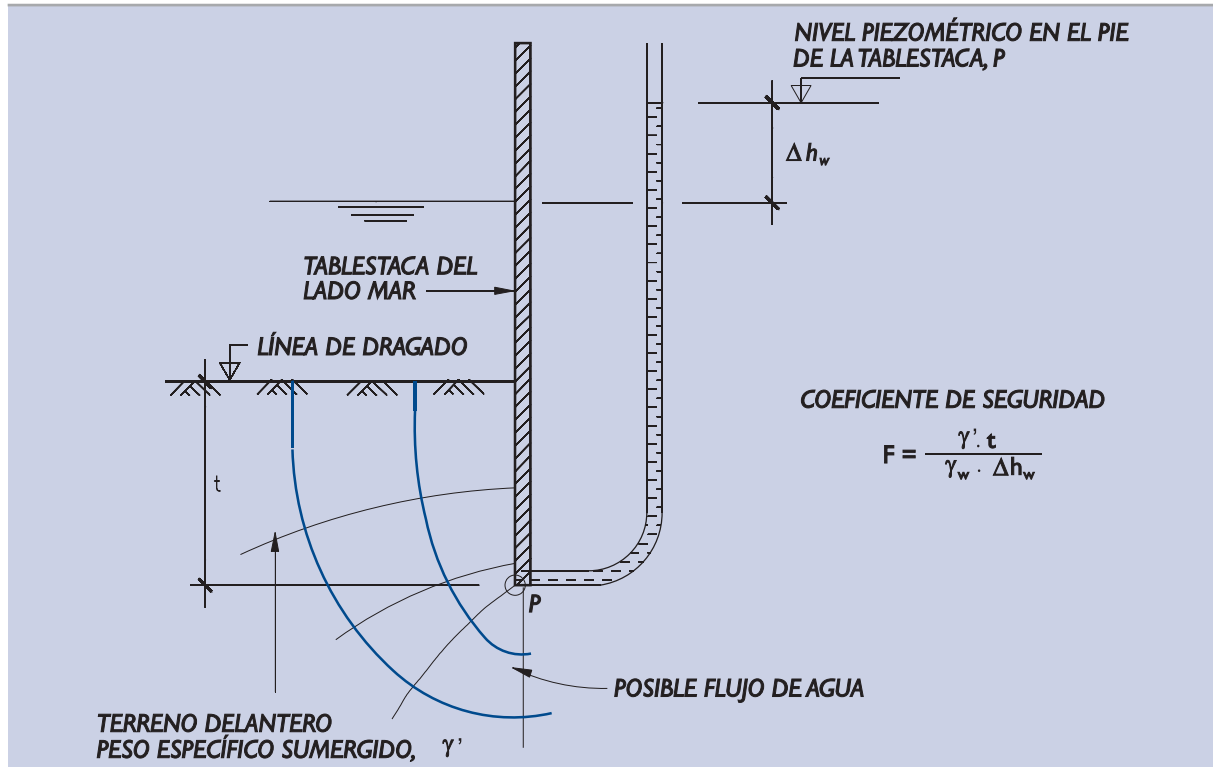
a. Verificación de la seguridad frente al levantamiento del terreno en el pie

En la parte delantera del muelle puede existir un flujo ascendente del agua causado, entre otros posibles motivos:

- ◆ Por efecto de las mareas y el oleaje.
- ◆ Por efecto de las lluvias que eleven el nivel freático en el interior de las celdas.
- ◆ Por corrientes, naturales o artificiales, de agua desde el lado tierra

El ingeniero debe estimar, para cada situación de proyecto, el máximo desnivel piezométrico entre el pie de la tablestaca, en el lado mar, y la línea de dragado, valor denominado Δh_w en la Fig. 4.5.12.

Figura 4.5.12. Seguridad frente al levantamiento del terreno en el pie



El coeficiente de seguridad frente a este mecanismo de fallo se define como el cociente entre el gradiente crítico que provocaría la rotura por sifonamiento:

$$I_{(\text{crítico})} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

donde:

γ' = peso específico sumergido del terreno en el entorno del pie
 γ_w = peso específico del agua

y el gradiente estimado:

$$I_{(\text{estimado})} = \frac{\Delta h_w}{t}$$

esto es:

$$F = \frac{I_{(\text{crítico})}}{I_{(\text{estimado})}}$$

Para hacer esta definición de la seguridad, se ha supuesto que el terreno que atraviesa el flujo de agua entre el punto P (pie de la tablestaca) y el nivel del terreno en el pie del muelle es de permeabilidad homogénea. Si eso no fuera así, se tomará como punto de cálculo P el de contacto del recinto con la base del estrato más impermeable atravesado por la tablestaca.

b. Verificación de la seguridad frente a la plastificación del pie

El estado tensional en el interior del recinto tablestacado, cerca de su pie delantero, se puede estimar con ayuda de los resultados de los cálculos realizados para comprobar la seguridad frente al hundimiento. En efecto, si las resultantes de las acciones efectivas sobre la cimentación, referidas al centro de la base de la celda, son:

- N_o = compresión normal efectiva resultante en la base de la celda.
- H = componente horizontal de la resultante.
- M_o = momento respecto al centro de la base de la celda de las fuerzas anteriores.

El límite superior de la tensión vertical en el entorno del pie delantero se puede estimar suponiendo una distribución lineal de tensiones, esto es:

$$\sigma'_{vl} = \frac{N_o}{B} + \frac{6M_o}{B^2}$$

También se puede estimar la tensión cortante, que a falta de un procedimiento más adecuado, que se pudiera justificar, se supondrá:

$$\tau = \sigma'_{vl} \cdot \frac{H}{N_o}$$

En el Estado Límite Último que se considera, el terreno estaría plastificado en ese punto y eso permite calcular las tensiones que existirían en un plano vertical que se denominan, en la Fig. 4.5.13, con las notaciones σ'_H y τ .

En la zona del intradós (lado mar) deben existir, sobre el plano vertical, las mismas tensiones σ'_H y τ . Sobre un plano horizontal actuaría una tensión vertical efectiva σ'_{v2} .

El valor de σ'_{v2} se puede estimar en:

$$\sigma'_{v2} = \gamma_2^* \cdot t$$

En este caso se debe suponer, como dato de peso específico de cálculo, el valor sumergido disminuido por el efecto del posible gradiente hidráulico ascendente que pudiera existir; esto es:

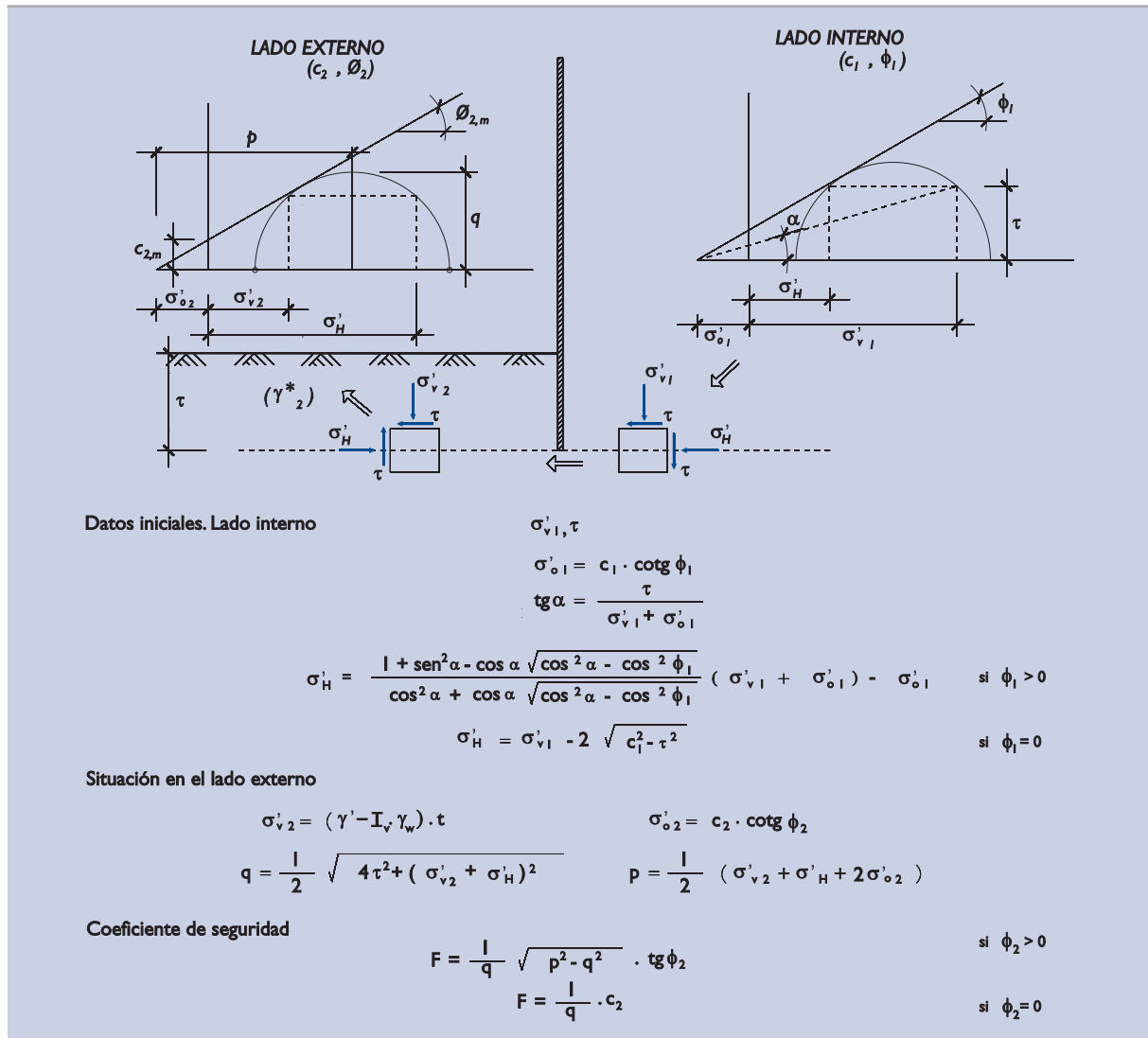
$$\gamma_2^* = \gamma_2 - l_v \cdot \gamma_w$$

Una vez conocidas las tensiones en el pie de la pantalla se puede determinar la resistencia necesaria para que en esta zona esté en equilibrio tensional estricto ($c_{2,m}$, $\phi_{2,m}$).

La comparación de la resistencia del terreno frente a la tablestaca (c_2 , ϕ_2) en el pie delantero del muelle, con la necesaria para el equilibrio tensional estricto, permite definir un coeficiente de seguridad:

$$F = \frac{\text{tg} \phi_2}{\text{tg} \phi_{2,m}} = \frac{c_2}{c_{2,m}}$$

En la Fig. 4.5.13 se indican unas fórmulas analíticas que pueden facilitar el cálculo asociado a esta comprobación de la plastificación del pie.

Figura 4.5.13. Comprobación tensional en el entorno del pie del muelle

Por otro lado, se advierte que en los muelles de pantallas paralelas, que no estén arriostrados en el fondo, la rotura del pie por empuje horizontal debe analizarse como en el caso general de pantallas ancladas, para obtener la hincia mínima necesaria, según se indica en el apartado 4.4.5.

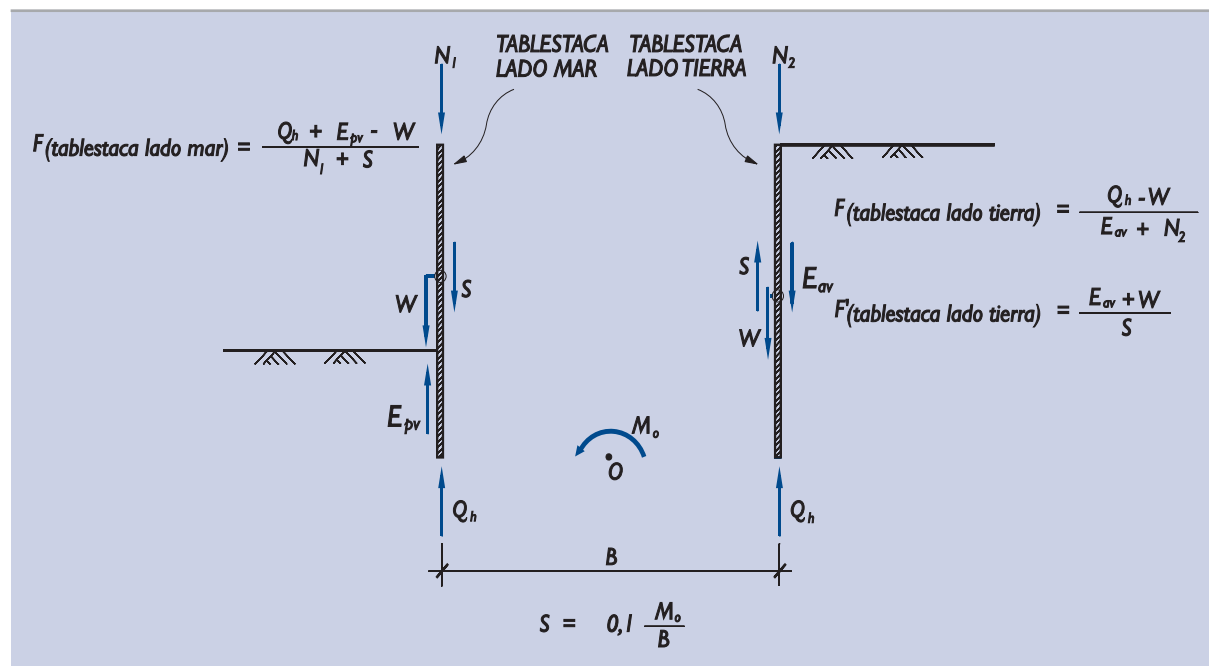
4.5.3.6 Verificación de la seguridad frente al equilibrio vertical de las tablestacas

Las tablestacas están sometidas a esfuerzos tangenciales en sus paredes y a posibles cargas verticales en su cabeza, de manera que podrían hundirse o levantarse verticalmente.

En la Fig. 4.5.14 se indican esquemáticamente las fuerzas que, por metro lineal de tablestaca, pueden actuar en dirección vertical.

TABLESTACA DEL LADO MAR

En el lado mar la tablestaca puede estar solicitada por alguna carga vertical en su cabeza, denominada N_1 , además de la posible componente vertical del empuje del relleno de la celda, denominada S .

Figura 4.5.14. Seguridad frente al equilibrio vertical de las tablestacas

Nota: M_o = momento respecto al centro del cimiento de las fuerzas actuando por ml de muelle

A efectos de esta comprobación se supondrá que S es tal que las tablestacas colaboran, mediante su capacidad resistente vertical, en soportar una parte reducida de la flexión del recinto. En la mencionada figura se cifra esa colaboración en un 10% del total.

En el lado mar se puede contar, como fuerza vertical resistente, la componente vertical del empuje pasivo, que habrá sido estimada en cálculos previos. Se le añadiría la resistencia al hundimiento por punta, estimada como se indica en el apartado 3.6 de esta ROM y se le restaría el peso de la tablestaca.

El coeficiente de seguridad frente al hundimiento vertical de la tablestaca del lado mar se define como el cociente:

$$F = \frac{Q_h + E_{pv} - W}{N_1 + S}$$

TABLESTACA DEL LADO TIERRA

La tablestaca del lado tierra está sometida, principalmente, a la acción vertical debida al empuje de tierras y sobrecargas, tal como se indica con la fuerza E_{av} en la Fig. 4.5.14. Estará sometida también a unas fuerzas debidas al rozamiento del relleno de las celdas con la pared, fuerza “ S ” en la figura mencionada.

Esta fuerza “ S ” puede variar, siendo hacia abajo durante construcción y siendo hacia arriba en algunos casos de carga que impliquen flexiones importantes de los recintos.

A efectos de esta comprobación, se calcularán dos coeficientes de seguridad frente al movimiento vertical. Uno suponiendo que este ocurre hacia abajo (hundimiento), definido por:

$$F = \frac{Q_h - W}{E_{av} + N_2}$$

en el que no se cuenta con ninguna fuerza “S” y otro coeficiente, suponiendo que el deslizamiento ocurre hacia arriba y en el que la estimación hecha de la fuerza “S” ha de ser soportada por el rozamiento de la tablestaca con el trasdós, esto es:

$$F = \frac{E_{av} + W}{S}$$

En aquellos casos en los que existan otras posibles fuerzas verticales que entren en el proceso, se deberán modificar las ecuaciones anteriores, manteniendo el espíritu que ha guiado su formulación.

4.5.3.7 Verificación de la seguridad frente al equilibrio global

El equilibrio global de los muelles de recintos tablestacados es esencialmente igual que el de los muelles de gravedad.

Las recomendaciones indicadas en 4.2.3.5 son aplicables a los muelles de recintos tablestacados.

4.5.3.8 Verificación de la seguridad frente a la erosión interna

La erosión interna, con arrastres de partículas finas del relleno de los recintos o del trasdós del muelle, puede producirse a favor de corrientes de agua, ya sean estas naturales y preexistentes, o creadas por la presencia del propio muelle.

El posible flujo de agua dentro del relleno de las celdas puede provocar el arrastre de materiales finos a través de defectos en las paredes, o bien a través del fondo de la celda.

A efectos de prevenir el vaciado del relleno de la celda debido a algún defecto en las juntas, es recomendable inspeccionar los recintos antes de proceder a su llenado.

A efectos de evitar el arrastre por el fondo, se dispondrá la primera capa de relleno, en contacto con el fondo, un material granular que sirva de filtro entre el terreno natural y el fondo de las celdas.

En cuanto al relleno del trasdós de las celdas, se atenderá a las recomendaciones del apartado 4.4.5.7 correspondiente a los muelles de pantallas.

4.5.3.9 Verificación de la seguridad frente a la socavación

En cuanto a socavación del pie delantero, se atenderán las recomendaciones del apartado 4.4.5.8 correspondiente a los muelles de pantallas.

4.5.3.10 Resumen de los coeficientes de seguridad mínimos

Los coeficientes de seguridad mínimos recomendados para los distintos modos de fallo considerados en los apartados precedentes son los indicados en la Tabla 4.5.1.

4.5.4 Estados Límite Últimos del tipo agotamiento estructural

El cálculo estructural de los muelles de recintos tablestacados estará encaminado a decidir, entre otros aspectos, la capacidad estructural de las tablestacas.

Tabla 4.5.1. Coeficientes de seguridad mínimos para muelles de recintos de tablestacas. Obras ISA bajo (5 a 19)

Modos de fallo	Tipo de combinación		
	Cuasi-Permanentes, F ₁	Fundamentales, F ₂	Accidentales o sísmicas, F ₃
Deslizamiento	1,5	1,3	1,1
Hundimiento	2,5	2,0	1,8
Vuelco	1,5	1,3	1,1
Rotura de la celda	1,5	1,3	1,1
Inestabilidad local del pie:			
a) Levantamiento	1,5	1,3	1,1
b) Plastificación	1,5	1,3	1,1
Equilibrio vertical de las tablestacas	2,5	2,0	1,8
Equilibrio global	1,4	1,3	1,1

Nota 1: Antes de utilizar estos coeficientes de seguridad deben conocerse los métodos de cálculo asociados que se definen en esta ROM, descritos en este apartado 4.5.

Nota 2: Atendiendo al carácter de la obra y a la duración de la situación de proyecto, se deberán hacer las modificaciones mencionadas en 3.3.8 y 3.3.10 a los efectos de aumento o reducción de los coeficientes de seguridad recomendados.

En cada punto del tablestacado del recinto y en cada fase de ejecución, existirán unas tensiones diferentes y distintas, además, entre unas y otras tipologías de muelles.

En los muelles formados por recintos circulares o por recintos con diafragmas, la experiencia indica que la máxima compresión del relleno contra las paredes es proporcional a la compresión vertical efectiva, en buena parte de la altura de las celdas.

El coeficiente de proporcionalidad K es del orden de 0,4-0,6 durante construcción, según se sabe por las escasas experiencias donde existen mediciones. Ese coeficiente, además, parece disminuir en la zona profunda, de manera que el empuje horizontal máximo se alcanza a una profundidad $z = 3/4 H$, en muelles apoyados sobre roca (celdas no empotradas), o al nivel de dragado, esto es para $z = H$, en celdas parcialmente empotradas.

Parece, por las experiencias publicadas, que a lo largo del tiempo el coeficiente K disminuye algo, quizás un 10% o un 20% en la zona central y alta de las celdas, y aumenta ligeramente, en cantidades similares, en la zona baja de la celda.

Cuando el muelle se trasdosa, las presiones a uno y otro lado de las paredes de las celdas tratan de equilibrarse, reduciéndose las tracciones en las paredes, excepto en el lado mar donde las paredes siguen estando sometidas a tracciones similares.

Usualmente, la tracción horizontal entre tablestacas se calcula con la sencilla fórmula de los tubos que se indica en la Fig. 4.5.15.

Además del esfuerzo principal de tracción, existen esfuerzos secundarios de flexión, que originan tracciones verticales, así como esfuerzos de corte (ver apartado 4.5.3.4), que han de ser considerados en el proyecto estructural.

En los recintos formados por dos filas de tablestacas paralelas atirantadas, la forma de trabajo de los elementos metálicos es esencialmente a flexión y el estudio estructural es similar al que pueda hacerse en los muelles de pantallas atirantadas.

Aunque el problema estructural es clave en este tipo de muelles, se ha avanzado poco en el conocimiento real del estado tensional en las tablestacas y por eso se suelen utilizar coeficientes de seguridad amplios.

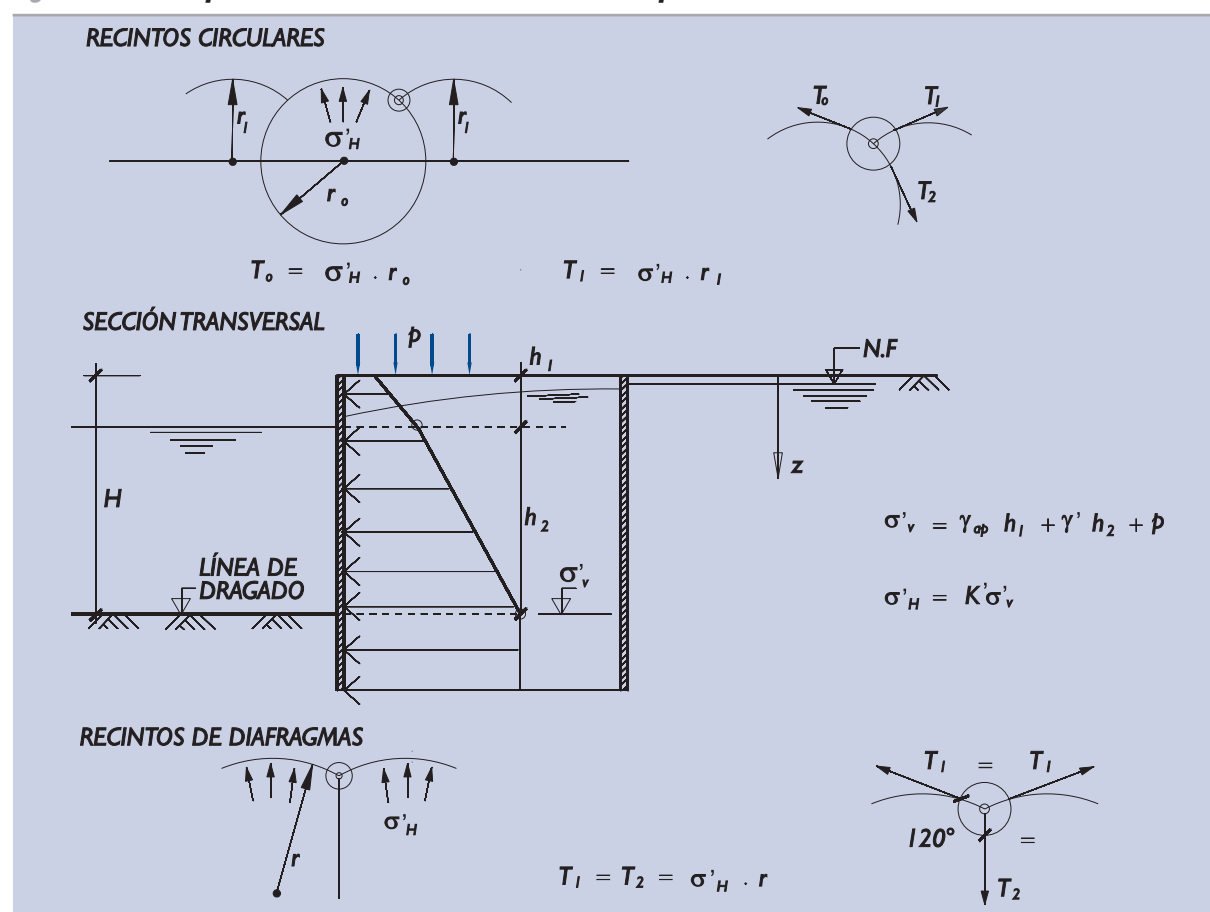
En cualquier caso, como ya se ha dicho, el asunto del proyecto estructural no cae en el ámbito de esta ROM 0.5. Será objeto de futuros documentos de este Programa.

4.5.5 Estados Límite de Servicio

Los muelles de recintos tablestacados son más deformables que los de otras tipologías de gravedad (bloques o cajones). En ocasiones, será necesario verificar el estado límite de deformaciones, a cuyos efectos se dan algunas recomendaciones en lo que sigue.

Los movimientos de un muelle de recintos tablestacados pueden descomponerse en dos partes, una debida al terreno de cimentación y otra debida al relleno de las celdas.

Figura 4.5.15. Esquema de los esfuerzos de tracción en las paredes



Los movimientos debidos a la deformabilidad del cimient (asientos, desplazamientos horizontales y giros) pueden estimarse siguiendo las indicaciones relativas a los muelles de gravedad (ver apartado 4.2.4).

Los movimientos adicionales ocasionados por la deformabilidad de los recintos pueden calcularse asimilándolos a una viga de corte ⁽⁴⁾.

A una determinada altura del muelle “y”, medida desde la base, existe un esfuerzo de corte horizontal, que puede estimarse suponiendo que el empuje en el lado tierra es activo y en el lado mar es únicamente una fracción del empuje pasivo, ya que tal empuje sólo sería movilizad en casos próximos al límite de rotura por deslizamiento.

(4) Elemento lineal cuya deformación es exclusivamente debida a los esfuerzos cortantes.

La deformación angular que ocurre a un nivel “y” sería:

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{Q}{B \cdot G}$$

Donde B es el ancho del recinto y G el módulo de rigidez transversal del relleno.

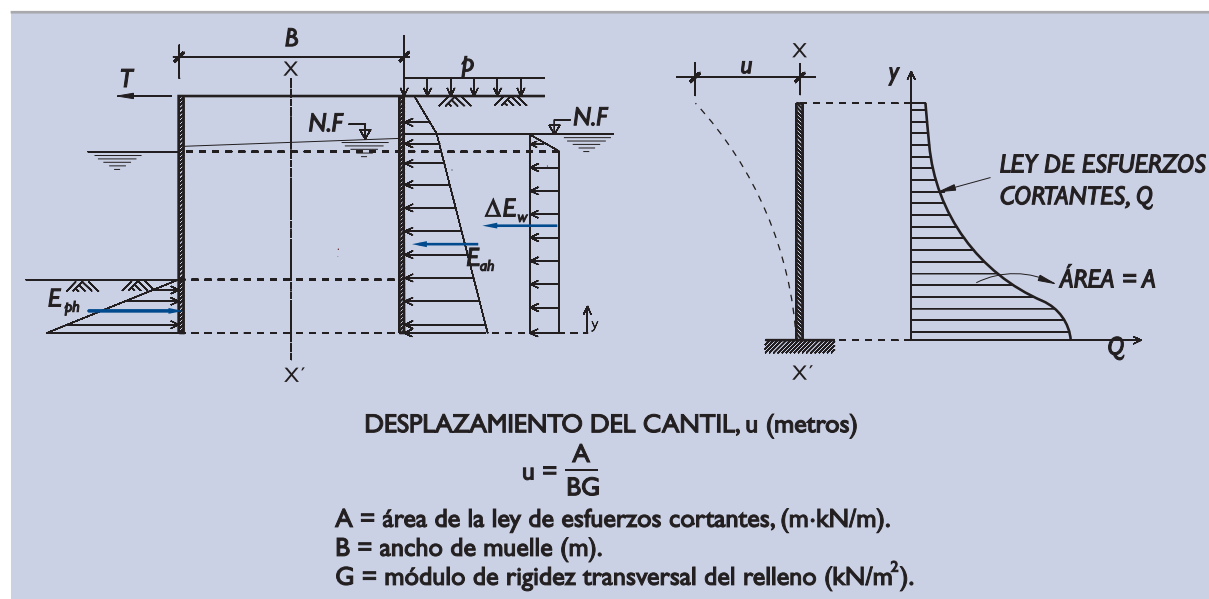
El efecto de las paredes de las celdas en la reducción de deformación puede tenerse en cuenta aumentando el producto $B \cdot G$ en la parte correspondiente a la contribución de las tablestacas.

La integración de esta ley permitiría calcular el desplazamiento horizontal del muelle a cualquier altura.

$$u(y) = \int_0^y \frac{Q}{B \cdot G} \cdot dz$$

En la Fig. 4.5.16 se indica esquemáticamente este procedimiento de cálculo, señalando la solución en el caso de que se suponga un módulo de rigidez transversal “G” constante en toda la altura.

Figura 4.5.16. Esquema del cálculo simplificado de deformaciones



El movimiento horizontal del cantil, dividido por la altura total del recinto, puede suponer una fracción variable entre menos del 1%, para muelles de pequeño calado y rellenos de celdas bien rígidos, y varias veces esa cantidad, en muelles de gran altura y rellenos de peor calidad.

Como se ha dicho, estas deformaciones han de añadirse a las que puedan deberse al propio cimiento, considerando para el cálculo de estas últimas que el muelle se moviera como un bloque rígido.

Si el resultado de ambas deformaciones condujese a desplazamientos del cantil inferiores al 1% de la altura, es recomendable aumentar el empuje de cálculo (únicamente a efecto del cálculo de movimientos) y en lugar de suponer que el empuje es activo, suponerlo más próximo al empuje al reposo, tal como se recomienda en el apartado 4.2.4.

4.5.6 Otras recomendaciones

Desde el punto de vista geotécnico y sin ánimo de agotar las posibles Recomendaciones que en el futuro se incluyan en este Programa ROM, se avanzan algunas ideas complementarias a las ya indicadas en los apartados precedentes.

Preparación del cimiento

La estabilidad de los muelles de recintos tablestacados está encomendada, principalmente, a la resistencia del terreno en la zona de cimentación. Por ese motivo la preparación del cimiento debe definirse con gran precisión a la hora de proyecto y ser ejecutada con las máximas precauciones.

En los cimientos rocosos se debe limpiar, en el interior de los recintos, todo resto de material arcilloso que pudiera restar resistencia al contacto.

En los cimientos en suelos menos firmes, puede ser interesante sustituir o mejorar la zona más superficial y que tenga menor resistencia.

El dragado del interior de los recintos, cuando sea necesario, puede requerir estructuras de apeo temporal importantes.

El relleno de la celda puede provocar aumentos de presión intersticial transitorios, no sólo dentro de la celda, sino también en el cimiento. Su consideración es de la mayor importancia a la hora de proyecto.

Relleno de las celdas

El relleno óptimo de las celdas se consigue con materiales granulares de tamaño máximo no muy grande (unos 30 cm, a lo sumo) que estén formados por minerales no alterables, resistentes y, sobre todo, que sean suficientemente permeables. No se recomienda utilizar rellenos cuyos contenidos en finos (tamiz 0,080 UNE) sea superior al 5% del peso del material cuyo tamaño es inferior a 1" (una pulgada).

En caso de ser necesario utilizar otro tipo de relleno de menor calidad o dejar parte del terreno natural dentro del recinto, se considerará, en el proyecto, la posible generación y posterior disipación de presiones intersticiales transitorias dentro de los recintos. Puede ser conveniente disponer procedimientos que aceleren el proceso de consolidación.

En zonas sísmicas, y en recintos que se piensen realizar con arenas finas, se estudiará el riesgo de licuefacción de las celdas. Si tal riesgo existiera se adoptarán las medidas precautorias necesarias (compactación mediante vibroflotación a medida que se construye el relleno, por ejemplo).

Asientos del muelle

Los muelles de recintos de tablestacas pueden resultar deformables de manera que afecten a las instalaciones próximas.

Las deformaciones deben estimarse de manera que se puedan tomar medidas razonables para paliar los efectos de los movimientos postconstructivos.

Observación

La observación de los muelles de recintos tablestacados es de especial interés, dada la compleja interacción suelo-acero que controla su comportamiento.

Se recomienda que, en los proyectos de muelles de esta tipología, se disponga el sistema de auscultación necesario para medir:

- ◆ Movimientos del muelle. Se puede realizar mediante controles topográficos sencillos.
- ◆ Presiones intersticiales en el relleno y en el cimientado. Se puede realizar con piezómetros de cuerda vibrante instalados en las localizaciones de mayor interés.
- ◆ Tensiones de las tablestacas. Se pueden medir con strain-gauges adecuados.
- ◆ Cambios de diámetro. Pueden medirse con extensómetros horizontales de gran base.

Los procedimientos de medición de empujes totales, basados en células de presión, aunque son un objeto claro de la auscultación, no están aún suficientemente bien desarrollados. Eso no excluye que se realicen intentos de medición de empujes de tierras y agua sobre distintos puntos de las paredes del muelle. Su interpretación posterior debe realizarse con prudencia.

En acuerdo con el plan de observación que se decida en un determinado muelle, deben existir unos cálculos previos que indiquen los valores razonables que debe leer cada equipo de instrumentación. No debe procederse a implantar un sistema de auscultación, sin antes haber pronosticado, aunque sea de forma aproximada, el resultado que debe obtenerse para cada variable controlada.

4.6 DIQUES SECOS Y ESCLUSAS

La industria naval requiere la construcción de grandes recintos que puedan quedar en seco, próximos a la costa, donde reparar o construir los buques. Estas obras implican generalmente grandes volúmenes de movimientos de tierras, operaciones de achique muy importantes, así como la construcción de estructuras de contención de tierras de grandes alturas y soleras donde descansen los barcos y que, por lo tanto, soporten cargas elevadas.

Los problemas asociados a la construcción de diques secos están muy ligados a la geotecnia. Su solución suele estar controlada por la resistencia, la deformabilidad y, principalmente, la permeabilidad del terreno.

Las esclusas de navegación son estructuras similares que no necesitan quedar en seco, aunque sí soportan desniveles de agua importantes debidos a las oscilaciones del nivel de agua que requiere su funcionamiento.

Las esclusas de navegación pueden no tener solera (fondos rocosos) y necesitan dos o más puertas para permitir el tráfico naval. En estos aspectos, de entre otros, se diferencian de los diques secos.

4.6.1 Clasificación

El problema dominante en el proyecto de diques secos (en menor medida en las esclusas) es el efecto de la subpresión. Según la forma de resolver este tema, los diques secos pueden clasificarse en tres tipos diferentes.

- ◆ de gravedad.
- ◆ de solera drenada.
- ◆ de solera anclada.

Evidentemente pueden existir tipologías mixtas en las que la subpresión se soporte principalmente por gravedad con ayuda de alguna capacidad de anclaje o con alguna ayuda de drenaje.

Estas obras suelen construirse en excavaciones realizadas en seco, al amparo de ataguías y sistemas de achique temporales, pero también pueden construirse sin agotamiento en zonas previamente dragadas. En este segundo caso, además, la construcción puede realizarse con hormigones sumergidos o con elementos prefabricados.

En general la excavación y construcción en seco es preferible, y debe ser considerada siempre como solución a estudiar.

Los elementos más característicos de los diques secos se indican esquemáticamente en la Fig. 4.6.1. Además de los elementos que ahí se incluyen, deben mencionarse las instalaciones de bombeo para llenado y vaciado del dique, que suelen requerir excavaciones localizadas importantes, y la puerta del dique seco, que transmite a la estructura (muros y solera) los empujes del agua cuando el dique se vacía. Esto provoca en su contorno esfuerzos importantes.

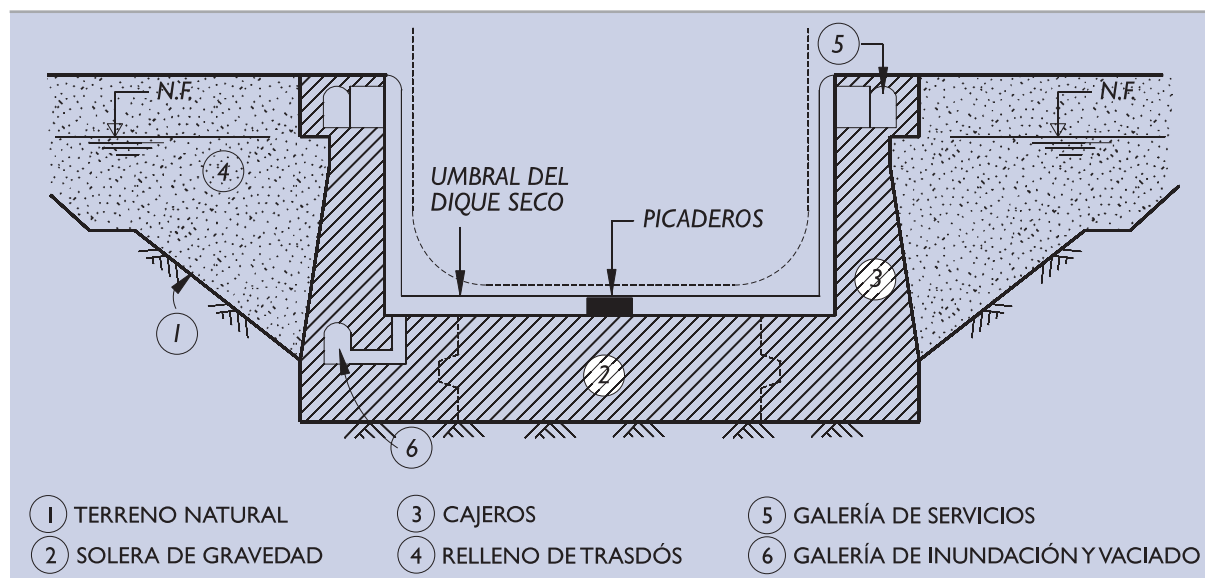
Junto a los diques secos existen cimentaciones importantes para las grúas que se necesitan para reparar o construir barcos. Algunas de esas cimentaciones pueden apoyarse en la estructura del dique seco o en sus proximidades, de manera que condicionen su proyecto.

4.6.2 Reconocimiento geotécnico

El reconocimiento geotécnico de un dique seco debe ser más detallado que el de otras obras portuarias de similar envergadura. Las repercusiones que pueden derivarse de un defecto de la investigación geotécnica, en este tipo de obras, es en general más importante que en otras de coste total equiparable.

El aspecto dominante del proyecto de dique seco es la forma de resolver el asunto de las subpresiones en la solera. Si en el momento de la planificación del reconocimiento geotécnico aún no está decidida la tipología del dique, deberán realizarse los reconocimientos geotécnicos teniendo en cuenta las tres posibles soluciones mencionadas en el apartado anterior.

Figura 4.6.1. Elementos típicos de un dique seco



Para estudiar las posibilidades de drenar la solera permanentemente y para estudiar la posibilidad de realizar la obra en seco, cualquiera que sea su tipología, se debe realizar un estudio hidrogeológico, con perspectivas de varios kilómetros alrededor de la obra, para establecer con seguridad el régimen de movimientos del agua en el entorno del dique seco.

La proximidad al mar acentúa aún más la importancia de las filtraciones respecto a otras excavaciones similares que pudieran hacerse tierra adentro.

Para realizar los estudios hidrogeológicos y geotécnicos, serán necesarios ensayos de bombeo que permitan cuantificar los caudales de achique.

Las búsquedas de cavidades cársticas (o microcársticas), o de diaclasas en roca o de singularidades que puedan aportar agua al cimiento con gradientes bajos, deben ser también objeto de estas investigaciones, particularmente en diques secos de solera drenada.

Para analizar los aspectos de estabilidad y deformaciones, será necesario realizar un reconocimiento geotécnico a lo largo de los cajeros laterales así como en la zona de solera y en el cierre de proa. Debe considerarse también la zona del umbral de entrada, donde se apoya la puerta, y la zona de ubicación de la central de bombeo, ya que en esas situaciones localizadas puede ser necesario hacer una construcción singular.

En la Parte 2 de esta ROM se exponen los criterios generales que deben guiar los reconocimientos geotécnicos. Además, en este tipo de obras, se deben considerar los siguientes aspectos complementarios:

- ◆ El estudio de los caudales de agotamiento necesarios durante construcción y en servicio requerirá realizar estudios detallados de sensibilidad. Los reconocimientos geotécnicos deben permitir una acotación realista de las posibles variaciones de los parámetros que controlan este problema.
- ◆ La excavación del dique seco, o de la esclusa, provocará en el terreno subyacente una decompresión importante. El reconocimiento del terreno debe incluir el estudio de los parámetros que controlan el entumecimiento, particularmente si los fondos son margosos o arcillosos (arcillas sobreconsolidadas que puedan presentar entumecimientos o hinchamientos importantes).
- ◆ En este tipo de obras, puede ser necesario realizar estudios de tratamiento del terreno para aumentar su resistencia o, más frecuentemente, para modificar su permeabilidad.
- ◆ La posibilidad de excavar (mecánicamente o con voladuras) o de dragar, debe ser también investigada en los reconocimientos geotécnicos.
- ◆ La profundidad de los reconocimientos debe ser suficientemente amplia para cubrir, no sólo los aspectos hidrogeológicos, sino también para evaluar la capacidad resistente de eventuales cimentaciones profundas o ancladas.
- ◆ El trasdosado de los muros, los posibles rellenos estructurales (soluciones prefabricadas fondeadas sobre banquetas) y la necesidad de áridos para hormigones obligará a un estudio específico de procedencia y calidad de los materiales de préstamo.

En la Fig. 4.6.2 se indican esquemáticamente algunos de los temas asociados al estudio de los diques secos.

4.6.3 Diques secos de gravedad

La solución más utilizada, sobre todo en diques secos de poca anchura, es la tipología de gravedad. El peso de la solera y de los cajeros (unidos a ella), más las tierras que puedan colaborar en el peso de los cajeros, debe impedir que el dique flote al vaciarlo.

Los problemas más comunes de esta tipología y que están controlados por las características del terreno son los que se comentan a continuación, indicando, en cada uno de ellos, algunas recomendaciones generales. Dado que cada proyecto tendrá sus propias singularidades, el ingeniero estará obligado a desvelar cada posible problema y darle el oportuno tratamiento.

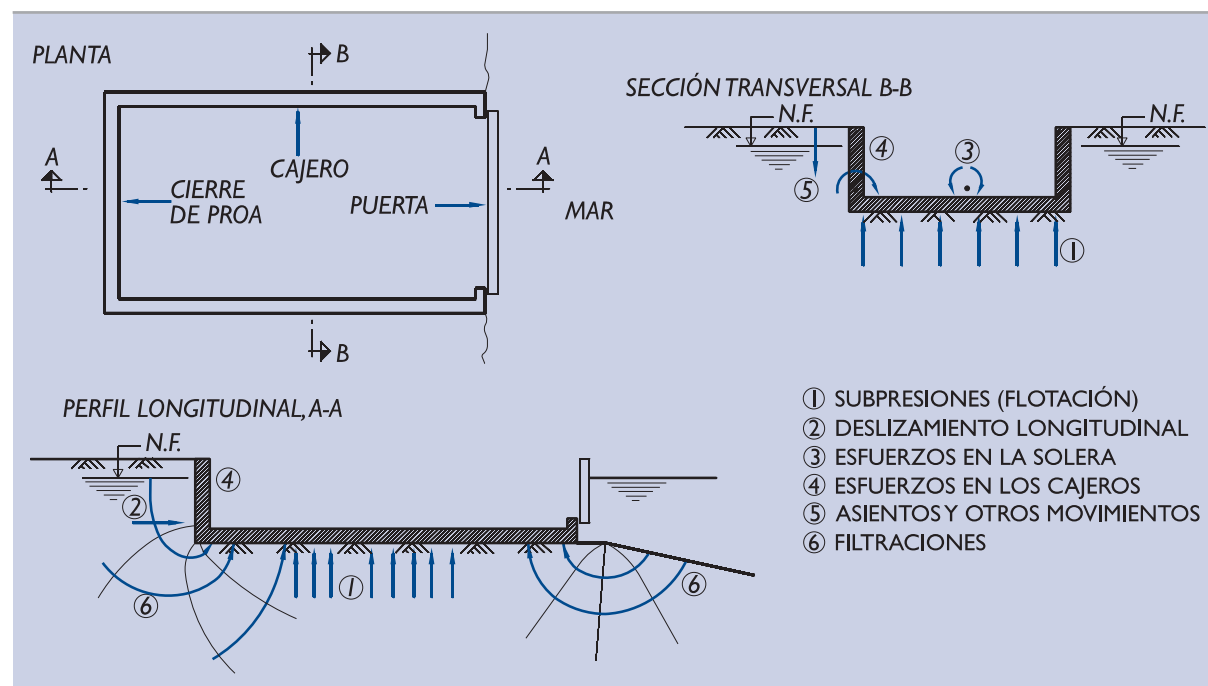
4.6.3.1 Verificación de la seguridad frente al levantamiento del dique debido a las subpresiones

En las soleras de gravedad, se deberá suponer que sobre toda la cara inferior actúa la subpresión máxima, sin reducción alguna. Para el cálculo del peso del dique, se contabilizará, además del peso de la solera, el de los muros cajeros y de las tierras que puedan moverse con ellos.

En los diques secos de gran anchura, la solera puede estar separada estructuralmente de los cajeros para evitar las grandes flexiones que podrían aparecer como consecuencia de la subpresión. En esos casos, únicamente el peso de la solera debe soportar la subpresión completa.

En próximos documentos del Programa ROM se indicarán detalles específicos del cálculo de la seguridad frente al levantamiento del dique debido a la subpresión.

Figura 4.6.2. Temas asociados al estudio de diques secos



Provisionalmente se recomienda que la seguridad frente a la flotación sea analizada como un Estado Límite Último de tipo UPL que se define en 3.3.1, considerando los coeficientes parciales para las combinaciones de acciones fundamentales que se indican en 3.3.6. El coeficiente de seguridad puede definirse como el cociente entre la fuerza necesaria para levantar el dique, con las tierras que estén unidas solidariamente con él, y la fuerza máxima que puede provocar la subpresión.

Este coeficiente de seguridad para obras de ISA bajo (5 a 19) debe ser:

$F_1 \geq 1,3$ para combinaciones cuasi-permanentes.

$F_2 \geq 1,2$ para combinaciones fundamentales.

$F_3 \geq 1,1$ para combinaciones accidentales y sísmicas.

Además, se tendrá en cuenta lo especificado en 3.3.8 y 3.3.10 a los efectos de aumento o reducción de los coeficientes de seguridad recomendados, atendiendo a otros caracteres de la obra y a la duración de la situación de proyecto.

4.6.3.2 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento longitudinal

En los diques de solera de gravedad, la subpresión es tan importante que la compresión efectiva de la solera contra el terreno queda notablemente reducida.

En la situación normal de explotación, con el dique vacío, es posible que las acciones horizontales, relativamente moderadas, puedan provocar el deslizamiento longitudinal del dique. El empuje de tierras en el cierre de proa, por ejemplo, puede ser causa de deslizamiento longitudinal en algunas disposiciones concretas.

El problema debe ser analizado por el ingeniero de manera que la seguridad frente a este posible deslizamiento sea suficientemente amplia; similar a la que se recomienda para este tipo de roturas en otras partes de esta ROM (apartado 3.5).

4.6.3.3 Verificación de la seguridad frente al agotamiento estructural de la solera

Con el dique vacío, la solera está sometida al esfuerzo de flexión necesario para transmitir la carga de la subpresión hacia los cajeros laterales. El peso del barco, transmitido a través de los picaderos, generará esfuerzos localizados que pueden ser importantes.

En general las soleras de gravedad son de espesor suficiente, de manera que no necesiten armaduras importantes, aunque este aspecto depende, lógicamente, de la anchura del dique seco.

El estudio de los esfuerzos en la solera será, en general, un problema condicionado por la deformabilidad del suelo y, por eso, será recomendable realizar un cálculo de interacción suelo-estructura. En esos cálculos el terreno puede quedar representado por simples muelles. En el apartado 3.5.7 se indica un procedimiento adecuado para evaluar constantes de resorte que representen la deformabilidad del terreno.

En obras de importancia, se recomienda realizar un cálculo más preciso (como el método de elementos finitos en elasticidad lineal, por ejemplo).

4.6.3.4 Verificación de la seguridad de los muros cajeros

Los muros cajeros de los diques secos de gravedad pueden ser de varias tipologías; generalmente serán de hormigón, ya sean de gravedad, de contrafuertes o simples pantallas.

El estudio de los cajeros deberá realizarse siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.7 dedicado a empujes de tierras y estructuras de contención.

El estudio de la estabilidad al deslizamiento de estos muros no suele ser necesario ya que este mecanismo de rotura estará impedido por la solera. El estudio de la seguridad al hundimiento (y al vuelco que, según se indica en el apartado 3.5.6, es un mecanismo de rotura asociado) no suele ser necesario comprobarlo, siempre que la unión de la solera impida el movimiento de los cajeros.

Las condiciones de estabilidad durante las Fases de Construcción pueden ser más críticas que en Servicio y deben considerarse expresamente en el proyecto.

4.6.3.5 Movimientos

Los movimientos del dique seco pueden ser importantes y afectar a las estructuras próximas o a las que apoyen sobre él.

El vaciado del dique puede provocar un ascenso de la solera y de los cajeros, lo que se traduciría en un asiento diferencial de posibles estructuras próximas.

El vaciado puede provocar, además, cierta filtración del agua del entorno del dique hacia el interior, bien sea a través de los muros o de la solera, y ello puede conducir a asientos adicionales.

El ingeniero deberá hacer una estimación de los movimientos del dique. El modelo estructural utilizado en el estudio de esfuerzos puede ser de ayuda en estos cálculos.

4.6.3.6 Verificación de la seguridad frente a los efectos de las filtraciones

Los diques secos de solera drenada pueden tener filtraciones a través de sus cajeros y de su solera, cuando están vacíos.

Los achiques necesarios para mantener en seco el dique serán pequeños ya que las filtraciones se producirán únicamente a través de ciertas zonas localizadas (juntas, principalmente).

Las filtraciones, aunque sean moderadas, pueden provocar arrastres de suelos finos, tanto de los materiales del relleno del trasdós como del propio terreno natural.

El ingeniero examinará esta cuestión y adoptará las medidas preventivas oportunas (filtros en las zonas de juntas, reforzamiento de las bandas de estanqueidad, tratamiento de impermeabilización local del terreno, etc.).

4.6.4 Diques secos de solera drenada

En los diques secos de gran anchura, el coste de las soleras necesarias para resistir la subpresión puede ser tan alto que interese estudiar la alternativa de drenarlas permanentemente.

En la Fig. 4.6.3 se indican, esquemáticamente, algunos elementos de este tipo de solución.

4.6.4.1 Reducción de subpresiones. Verificación de la seguridad frente a los efectos de las filtraciones

El elemento esencial de esas soluciones es el sistema de impermeabilización y drenaje.

La impermeabilidad del terreno puede mejorarse construyendo pantallas profundas que rodeen la solera, ya sean de hormigón, de tablestacas metálicas, de bentonita-cemento o formadas por inyecciones de lechada de cemento o de otro tipo.

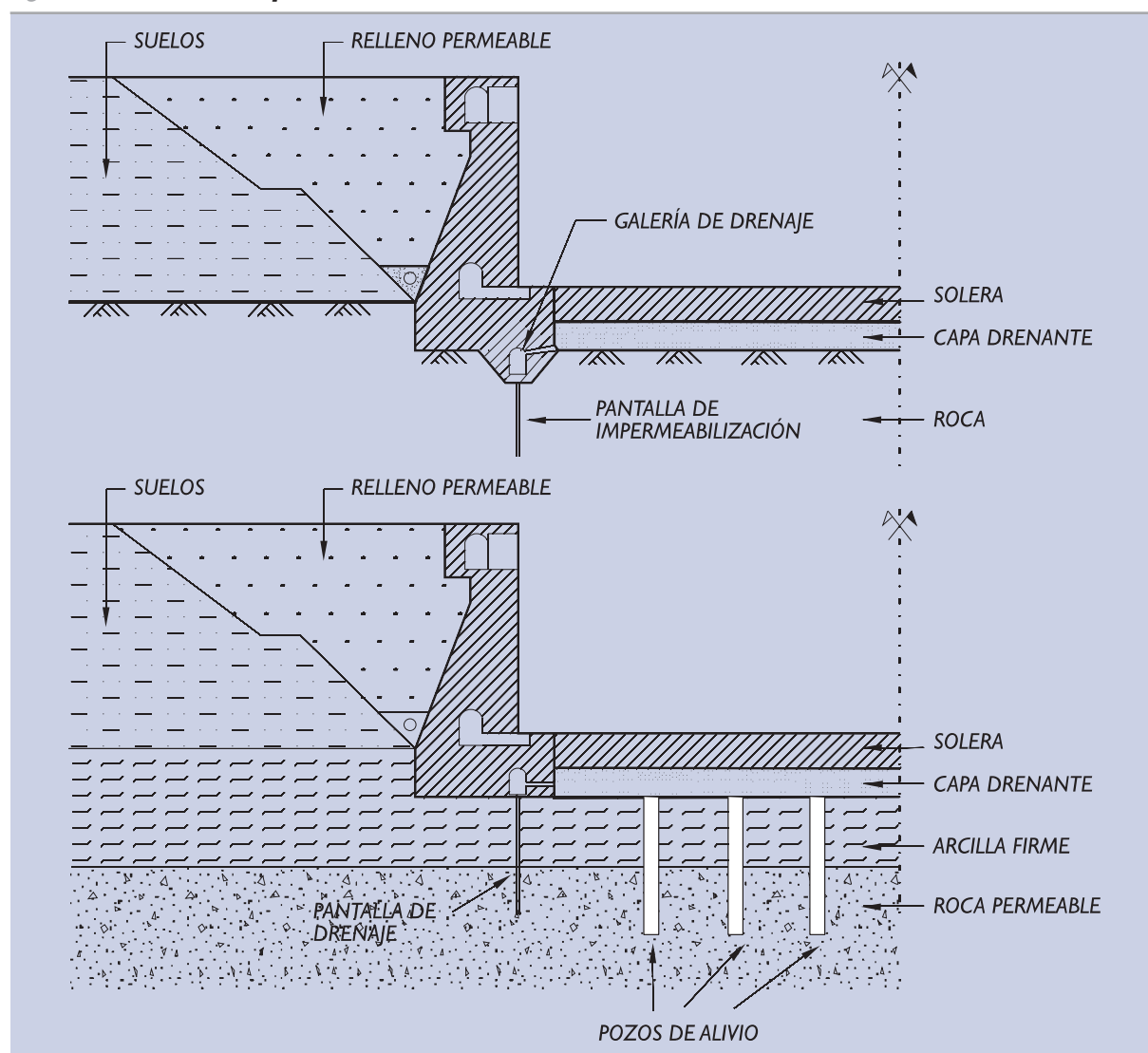
Tras las barreras de impermeabilización que pudieran disponerse, se debe establecer un sistema de drenaje que reduzca la subpresión en la solera.

El sistema de drenaje constará, en general, de unos elementos de captación de filtraciones y de unos elementos de conducción y bombeo de las mismas.

La captación de las filtraciones debe hacerse siempre en la base de la solera, mediante una capa drenante bien estudiada de manera que las filtraciones no produzcan arrastres ni erosiones. En el apartado 3.4.8 se indican algunos criterios recomendables a este respecto.

La captación puede realizarse también mediante pozos auxiliares tales como los que se indican en la Fig. 4.6.3. Estos pozos, situados después (en el sentido de la corriente de filtración) del sistema de impermeabilización que pudiera existir, pueden construirse bajo los cajeros o bajo la propia solera.

La circulación de agua hacia el sistema de drenaje debe mantenerse bajo ciertos límites, no sólo para reducir los costes de explotación, sino también para evitar posibles arrastres (en suspensión o en disolución) de las aguas que se bombean. En cualquier caso, la protección frente a arrastres debe estudiarse y resolverse con el proyecto de los filtros adecuados.

Figura 4.6.3. Posibles esquemas de soleras drenadas

El estudio del drenaje de la solera debe hacerse con amplitud suficiente, considerando, no sólo el terreno en las proximidades de la solera, sino también el estado de subpresiones que pueden ocurrir a profundidades mayores. La presencia de un estrato impermeable a cierta profundidad bajo la solera puede provocar un levantamiento del fondo aunque las subpresiones en el contacto solera-terreno sean nulas.

En cualquier caso, las soleras drenadas deben disponer de válvulas de seguridad, de manera que un fallo en el sistema de reducción de las subpresiones (impermeabilización, drenaje, conducción-bombeo) no implique el levantamiento de la solera y la consiguiente ruina de la obra.

4.6.4.2 Verificación de la seguridad frente al agotamiento estructural de la solera

Las soleras drenadas pueden estar rígidamente unidas a los muros cajeros o separadas de ellos mediante juntas estructurales estancas.

El análisis estructural de los esfuerzos será un problema de interacción suelo-estructura que debe resolverse como se indica en 4.6.3.3.

4.6.4.3 Verificación de la seguridad de los muros cajeros

El estudio de los cajeros debe realizarse siguiendo las recomendaciones del apartado 3.7 de esta ROM dedicado a las estructuras de contención de empujes de tierras.

Las soleras drenadas, aunque de espesor reducido, suelen tener capacidad estructural suficiente para impedir el deslizamiento de los muros cajeros. Este extremo debe ser comprobado en cada caso particular.

El hundimiento y el vuelco de los muros cajeros, particularmente en aquellos casos en los que la solera está separada estructuralmente de los cajeros mediante juntas, debe ser analizado contando con la solera como sobrecarga no resistente.

El problema de equilibrio global de los cajeros puede ser crítico, habida cuenta de la presencia de una red de filtración artificial generada por el sistema de achique y las sobrecargas que puedan existir en los alrededores del dique.

4.6.4.4 Movimientos

Los movimientos de la solera del dique pueden ser importantes en suelos blandos debido a las variaciones de carga entre las situaciones de dique lleno y dique vacío.

El achique permanente de las filtraciones bajo la solera puede provocar subsidencias (asientos que afecten a áreas extensas) en el entorno, que el ingeniero debe evaluar a la hora de proyecto.

El movimiento de los cajeros puede analizarse como se indica en esta ROM para las distintas tipologías de estructuras de contención (apartado 3.7).

4.6.5 Diques de solera anclada

La subpresión, en la solera de los diques secos, puede soportarse con elementos a tracción unidos rígidamente a la solera y al terreno.

Estos elementos de tracción pueden ser de hormigón (pilotes a tracción) o metálicos. En general no se recomienda utilizar elementos metálicos sometidos a grandes tensiones (cables o tendones de acero de alta resistencia) salvo que se tomen precauciones especiales para evitar el problema de la fragilidad inducida por el hidrógeno atómico libre.

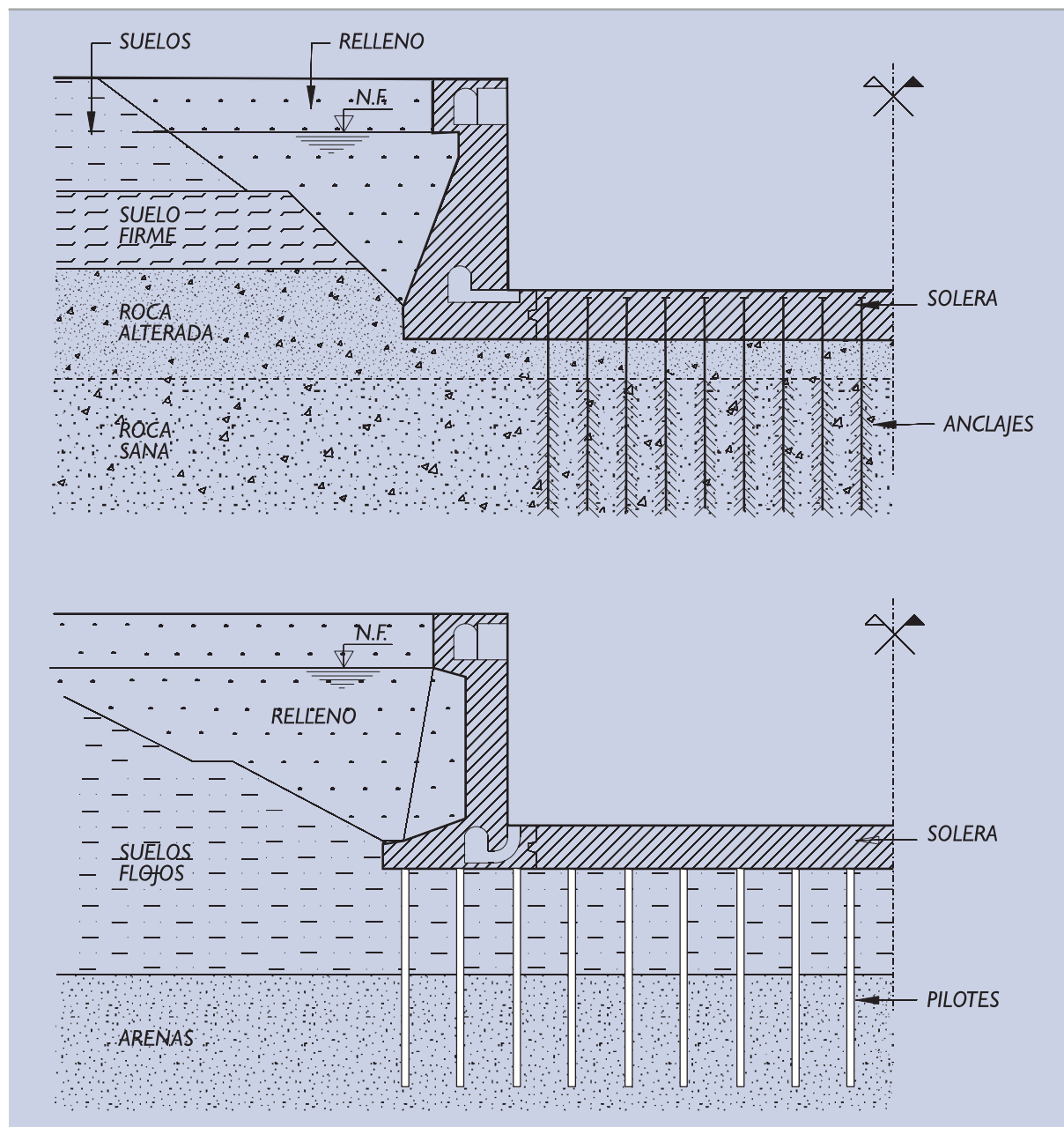
La utilización de pilotes puede ser conveniente para ayudar a transmitir cargas de compresión concentradas bajo los picaderos de apoyo.

La Fig. 4.6.4 indica esquemáticamente algunos aspectos de esta solución de solera anclada o pilotada.

4.6.5.1 Verificación de la seguridad frente al levantamiento de la solera

Cada anclaje de la solera debe ser capaz de soportar la subpresión correspondiente a su área de afección. La longitud de anclaje debe ser suficiente, de manera que la seguridad al arranque sea superior a la que se indica en 3.6.7.

El levantamiento de la solera y sus anclajes, en grupo, debe evitarse disponiendo el anclaje hasta una profundidad tal que el peso del terreno involucrado sea suficiente para evitar ese levantamiento masivo (efecto grupo indicado en 3.6.7).

Figura 4.6.4. Posibles esquemas de soleras ancladas

Es recomendable que, después de construirlos, se pruebe uno a uno cada elemento de tracción, sometiendo a la carga de servicio. Ensayos hasta rotura, en algunos elementos adicionales contruidos al efecto, son también recomendables.

4.6.5.2 Verificación de la seguridad frente al agotamiento estructural de la solera

Los esfuerzos en la solera pueden estudiarse tal como se indica en 4.6.4.2 añadiendo al modelo de cálculo unos muelles adicionales que representen a los anclajes o pilotes.

Las constantes de resorte que representen a los pilotes pueden estimarse según se indica en 3.6.9.

4.6.5.3 Verificación de la seguridad de los muros cajeros

Las soleras drenadas y las ancladas suelen ser de espesores similares, ya que el espesor está condicionado, principalmente, por las cargas de uso y explotación. Por ese motivo, el estudio de los cajeros, en los términos generales que aquí se consideran, debe hacerse como se indica en 4.6.4.3.

4.6.5.4 Movimientos

El movimiento de las soleras ancladas en roca será, en general, moderado y no será un problema crítico. Las soleras pilotadas a través de suelos blandos pueden tener ciertos movimientos. El ingeniero debe estimarlos siguiendo las recomendaciones indicadas en 3.6.9.

Los movimientos de los cajeros deben analizarse tal como se indica en 3.5.7, si están cimentados superficialmente, o como se indica en 3.6.9 si se apoyan sobre pilotes.

4.6.5.5 Verificación de la seguridad frente a los efectos de las filtraciones

Las consideraciones hechas en el apartado 4.6.3.6, relativas a las soleras de gravedad, son aplicables a este caso.

4.6.6 Esclusas de navegación

La subpresión es un problema de menor trascendencia en las esclusas que en los diques secos, de manera que las soleras suelen ser de gravedad o incluso, en buenos terrenos, pueden no existir. En cualquier caso, la misión de la solera es importante como soporte de los cajeros contra el problema de deslizamiento.

4.6.7 Estudio de la construcción

El proyecto de un dique seco, o de una esclusa de navegación, está estrechamente ligado al proceso constructivo.

La forma de hacer las excavaciones y los achiques temporales o los trabajos de dragado o relleno para el fondeo de posibles soluciones prefabricadas, la forma de hacer los rellenos posteriores, etc., son aspectos primordiales del proyecto.

El ingeniero debe pensar en posibles situaciones críticas durante la Fase de Construcción, tales como posibles inestabilidades de los taludes de excavación, arrastres debidos al achique temporal, estabilidad provisional de los cajeros, etc.

Esas posibles situaciones críticas serán específicas de cada obra y de cada procedimiento constructivo y deberán ser oportunamente identificadas y evaluadas. Los coeficientes de seguridad que se obtengan deberán ser suficientemente holgados y, en cualquier caso, superiores a los que se indican en esta ROM, para cada modo de fallo que el ingeniero pueda prever y considerando la construcción como si se tratara de una situación transitoria.

4.7 DIQUES DE ABRIGO

En próximos documentos del Programa ROM y en especial en la ROM I.I, se incluirán métodos específicos y completos para el proyecto y construcción de diques de abrigo. Este apartado de la presente ROM, dedicada a los factores y modos de fallo geotécnicos, pretende únicamente señalar los principales problemas geotécnicos

que afectan a este tipo de obras, así como algunas metodologías simplificadas para poder abordarlos en ausencia de métodos más precisos o detallados.

Los diques son estructuras que tienen como función principal la de proporcionar áreas abrigadas, tanto portuarias como litorales, a resguardo de las acciones de las dinámicas marina y atmosférica. Por lo general, un área portuaria abrigada se proyecta para facilitar las operaciones portuarias y logísticas relacionadas con el transporte marítimo. Por otra parte, un área litoral abrigada se proyecta para facilitar el uso y explotación ordenada y sostenible del entorno litoral, pudiendo incluir, entre otros, la corrección, conservación y regeneración de playas y zonas de baño y el intercambio de los flujos transversales tierra-mar de sustancias naturales y artificiales.

4.7.1 Tipos de diques

Los diques de abrigo pueden diferenciarse en las siguientes tipologías:

- ◆ Dique en talud emergido.
- ◆ Dique vertical.
- ◆ Dique mixto.
- ◆ Dique rebasable y sumergido.
- ◆ Dique berma.

Se diferencian entre ellas, principalmente, por las dimensiones de cada una de las partes (cimentación, cuerpo central y superestructura) y, consecuentemente, por su forma de controlar los agentes climáticos y de transmitir los esfuerzos al terreno.

La sección tipo de un dique en talud emergido consta de una secuencia de mantos que conforman una transición entre el núcleo de todo-uno de cantera y el manto principal, elemento granular construido mediante escolleras o piezas artificiales de hormigón. En algunos casos se incorporan bermas de pie para asegurar la estabilidad y forma del talud exterior; proteger la cimentación y proporcionar apoyo a los mantos secundarios. En la mayor parte de los casos la estructura se completa con un espaldón.

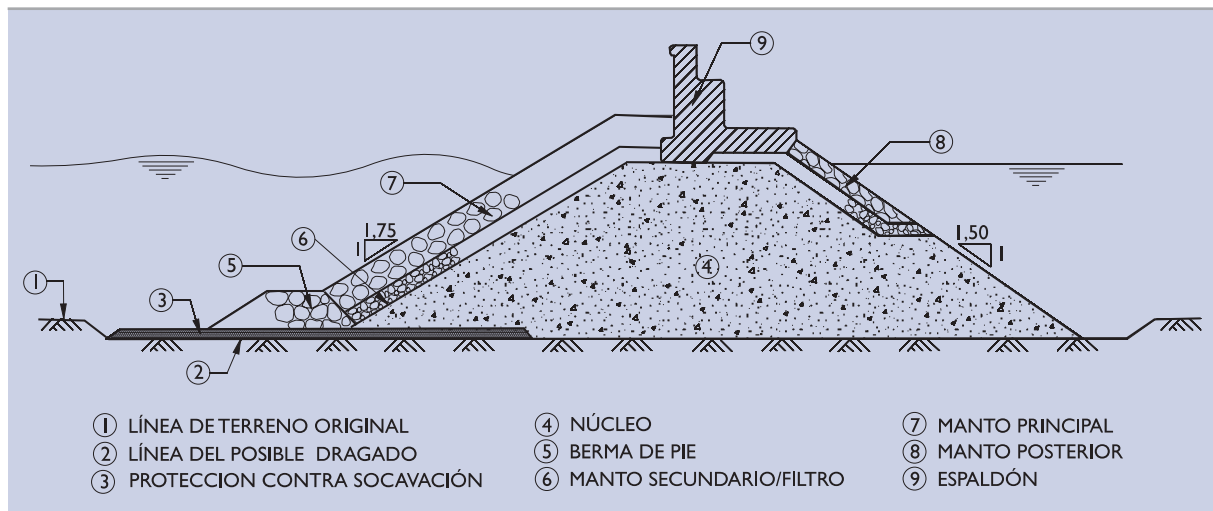
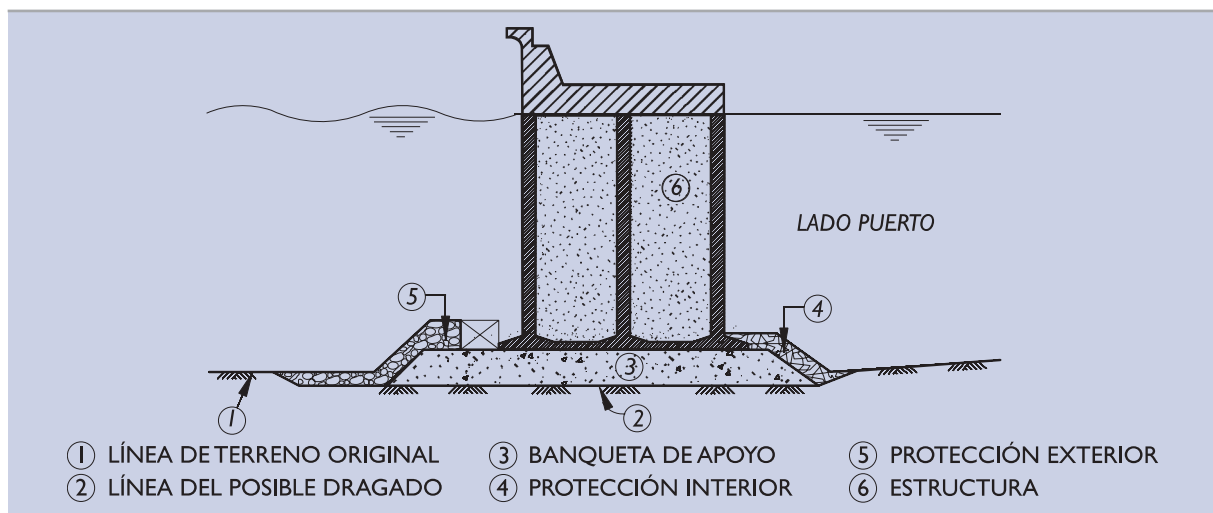
En la Fig. 4.7.1 se indica una sección típica de un dique en talud emergido, señalando algunos de los elementos de mayor interés.

La característica principal de la sección tipo de un dique vertical es que la parte central y la superestructura están formados por un único elemento estructural. Generalmente el paramento del lado mar es vertical y se puede construir mediante cajones prefabricados, bloques de hormigón en masa, pantallas de tablestacas, recintos, etc. Se apoya generalmente sobre una banqueta de todo-uno de cantera enrasada a una profundidad tal que se pueda fondear y protegida o no por un manto exterior en función de que su estabilidad esté o no afectada por las oscilaciones del mar. En muchas ocasiones se construye sobre la banqueta y adosado al cuerpo central del dique un bloque de grandes proporciones, denominado de guarda, con la finalidad de reducir el pico de las subpresiones en el borde del lado de mar de la cimentación y proteger contra la socavación.

En la Fig. 4.7.2 se indica una sección tipo de un dique cuyo paramento vertical estaría formado por un cajón prefabricado de hormigón armado.

Cuando la banqueta de cimentación, definida en el caso de los diques verticales, ocupa una proporción notable de la profundidad de tal forma que su presencia modifica significativamente la cinemática y dinámica de las oscilaciones del mar, la tipología se denomina dique mixto. En estos casos, la función protectora se comparte entre el tramo inferior, ampliando su función de cimentación, y el tramo central proporcionando los servicios de una superestructura.

La sección tipo de los diques rebasables o sumergidos es muy similar a la del dique en talud emergido aunque sin espaldón, puesto que a partir de un núcleo de todo-uno de cantera se construye una secuencia de mantos hasta alcanzar el manto exterior; el cual se debe prolongar por la coronación y, dependiendo de su anchura, extenderse por el manto de sotamar. La cota de coronación delimita el comportamiento de la sección frente al rebase de las olas.

Figura 4.7.1. Dique en talud emergido**Figura 4.7.2. Dique vertical**

Cualquier tipo de dique con sección en talud, vertical o mixta puede considerarse como rebasable en un estado de mar si el francobordo relativo (F_d/H_T) es menor o igual que 1,0. Siendo H_T la altura de ola más alta de dicho estado de mar a pie de dique, considerando el nivel alto del mar simultáneo y compatible con el estado de mar.

El dique berma se caracteriza porque el cuerpo central del dique es una continuación de la cimentación y está formado, generalmente, por materiales granulares con una granulometría no uniforme que en el ámbito marítimo se denominan rip-rap. La sección tipo se construye con un talud muy tendido con el objetivo de conseguir la estabilidad estática de la misma o bien con taludes más pendientes, admitiendo en los mismos deformaciones importantes en Fase de Servicio hasta alcanzar perfiles estables.

La elección de una u otra tipología debe hacerse en cada caso concreto atendiendo a varias razones tales como la naturaleza del terreno de cimentación, el calado, la amplitud de la zona portuaria, la disponibilidad de materiales, costes de construcción, mantenimiento y gran reparación, tiempo de construcción, posibilidades de mantenimiento, impacto ambiental etc.

Figura 4.7.3. Dique mixto

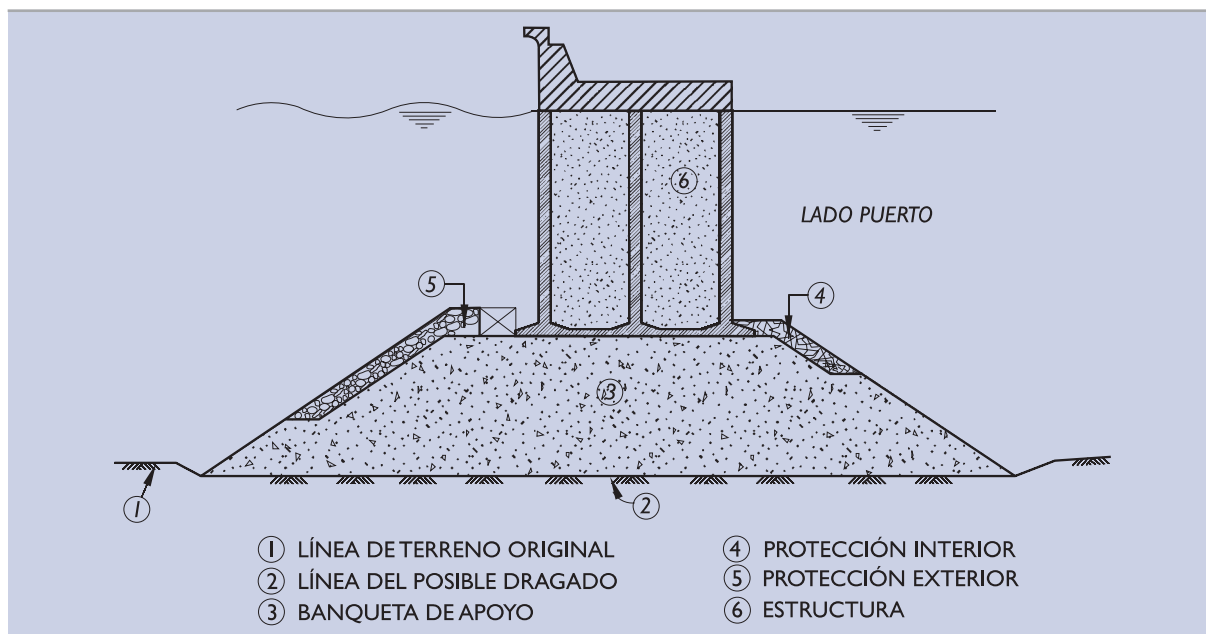


Figura 4.7.4. Dique rebasable y sumergido

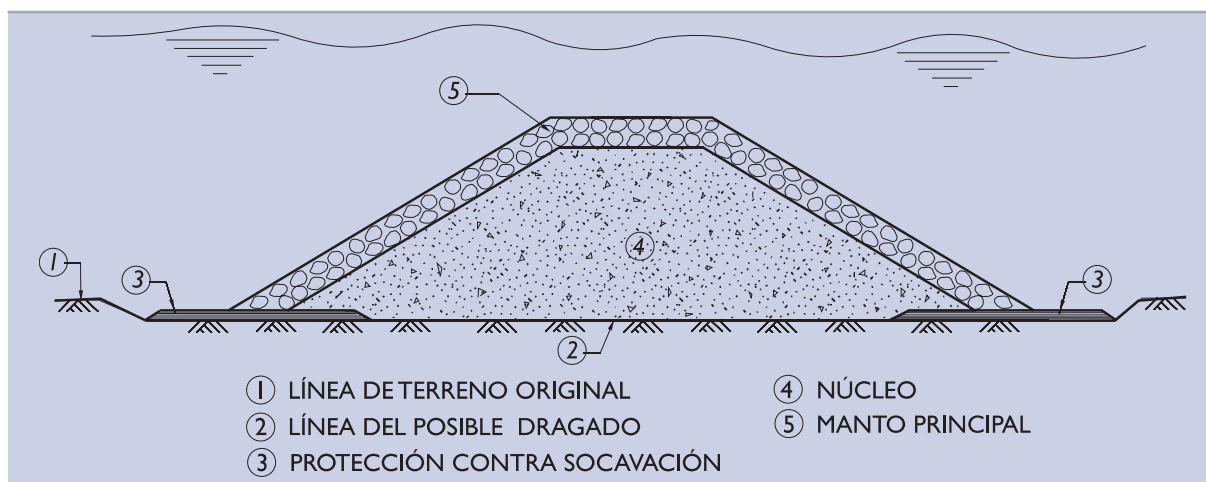
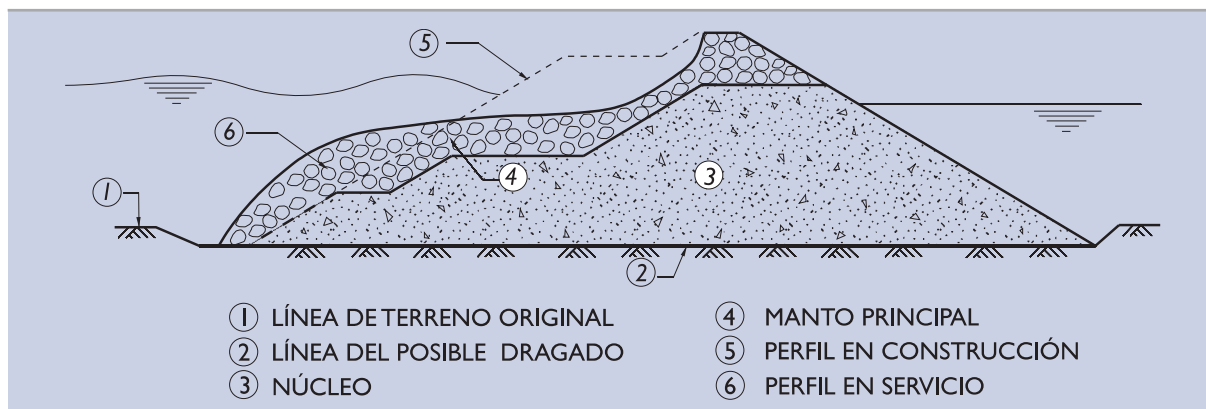


Figura 4.7.5. Dique berma



4.7.2 Información geotécnica

4.7.2.1 Reconocimiento del cimiento

El reconocimiento geotécnico de la zona de afección de los diques de abrigo está encaminado a estudiar los problemas geotécnicos asociados a este tipo de estructuras en presencia de las oscilaciones del mar que, como más adelante se indican, son, además de los comunes de la mecánica del suelo, los problemas asociados a la erosión, la existencia de flujos de agua en el medio poroso con la consiguiente generación de presiones intersticiales, al comportamiento dinámico del conjunto suelo-estructura.

A efectos de los estudios posteriores es preciso, por lo tanto, conocer, de cada tipo de suelo que exista en el entorno del dique, su naturaleza, su granulometría y correspondiente permeabilidad, su resistencia y su deformabilidad. De los fondos rocosos interesa conocer su naturaleza así como la estructura, el diaclasamiento y el grado de alteración de la roca y su variación con la profundidad.

En la Parte 2 de esta ROM se indican ciertas recomendaciones que el ingeniero debe seguir a la hora de planificar y ejecutar estos reconocimientos geotécnicos.

Las acciones debidas al oleaje, a otras oscilaciones del nivel del mar y al sismo son las principales cargas que actúan sobre los diques de abrigo capaces de producir efectos dinámicos significativos en el conjunto suelo-estructura, así como variar el comportamiento del suelo, tanto en lo que respecta a su capacidad resistente como a su comportamiento deformacional. Los fenómenos a que pueden dar lugar, como la densificación, la licuefacción y la generación de presiones intersticiales y de fuerzas hidrodinámicas de filtración en los suelos, deben ser oportunamente investigados. En el apartado 3.10 de esta ROM se indican recomendaciones que el ingeniero debe considerar a este respecto.

4.7.2.2 Estudio de materiales de préstamo

El estudio de los materiales de préstamo necesarios para construir los diques de abrigo es un aspecto esencial de este tipo de obras. Normalmente condiciona la selección de la tipología más conveniente. El estudio de los tamaños de piedra que puede producir una determinada cantera y el estudio de las características granulométricas (permeabilidad) y mecánicas (resistencia y deformabilidad) de los materiales de préstamo se necesita para analizar, después, el comportamiento del dique frente a las oscilaciones del mar.

a. Calidad de la roca

Es esencial que la roca explotada como cantera sea sana y durable. En caso de disponerse de rocas de baja calidad (resistencia a compresión simple inferior a 50 MPa, peso específico inferior a 26 kN/ m³, por ejemplo), su utilización debe restringirse al núcleo de los diques o, como mucho, a las capas intermedias. El manto de protección externa debe hacerse, en esos casos, con elementos de otro tipo.

La calidad de la roca puede examinarse mediante ensayos mineralógicos que determinen los componentes principales. Deben excluirse aquellas rocas con contenidos altos en minerales arcillosos (margas, por ejemplo), minerales expansivos (anhidritas y algunos sulfatos) o minerales solubles (yesos y otras sales).

La durabilidad puede determinarse indirectamente mediante ensayos de laboratorio como los indicados en la Parte 2 de esta ROM (apartado 2.11.9). En los documentos ROM 0.1 y ROM 1.1 se fijan los valores recomendados por los correspondientes parámetros para cada una de las partes del dique.

La calidad de la roca ha de examinarse, también, como posible préstamo para áridos de hormigones. En ese sentido pueden ser necesarios ensayos adicionales para comprobar su utilidad.

b. Resistencia al corte de las escolleras

La rotura de las escolleras es un problema complejo aún no bien resuelto. En la práctica habitual, su resistencia se representa en los cálculos mediante unos parámetros de cohesión y rozamiento, igual que se hace para los suelos granulares naturales.

Existen, sin embargo, algunas diferencias básicas entre los suelos granulares y las escolleras. Las escolleras pueden tener grandes bloques y granulometrías abiertas que no suelen darse en los suelos granulares naturales. Las aristas vivas que suelen existir en los contactos entre los fragmentos de las escolleras son, en los suelos granulares, más redondeados.

Las fuerzas intergranulares, para una misma presión efectiva, crecen con el cuadrado del diámetro medio de los fragmentos que forman las escolleras. Por este motivo, la rotura de los contactos entre granos, que no suele ocurrir en los suelos granulares de naturaleza silíceos hasta presiones muy elevadas (20 MPa por ejemplo), puede ocurrir, en escolleras de grandes bloques, para presiones moderadas y próximas a las de servicio en estos usos marítimos. El fenómeno de rotura de los contactos puede tener importancia para presiones en el entorno de 1 MPa ⁽⁵⁾.

Para tener estos efectos en consideración, la resistencia al corte de las escolleras se suele definir con un ángulo de rozamiento variable:

$$\phi = \phi_o + R \log_{10} \frac{\alpha \cdot q_u}{\sigma'_n} \leq 60^\circ$$

donde:

- ϕ_o = ángulo de rozamiento básico, que depende de la naturaleza de la roca. Suele estar comprendido entre 25 y 35°.
- R = disminución del ángulo de rozamiento al multiplicar por diez la compresión efectiva normal al plano de deslizamiento. Su valor depende principalmente de la forma de los cantos y del grado de compactación, pudiendo oscilar entre cero, para las escolleras finas poco angulosas, y más de 10°, para una escollera de granulometría muy abierta y aristas muy vivas.
- α = parámetro adimensional que depende del tamaño de los fragmentos. Puede oscilar entre 0,5 para escolleras de grandes bloques hasta cerca de la unidad para escolleras del tamaño de las gravas.
- q_u = resistencia a compresión simple de la roca. A estos efectos tal resistencia se puede determinar indirectamente, con el ensayo de carga puntual.
- σ'_n = compresión normal efectiva en el plano de corte.

Para las zonas más próximas a la superficie, cuando la compresión efectiva σ'_n es pequeña (menor que 1 kPa) se puede suponer, además de la resistencia por fricción, una pequeña cohesión de valor constante y del orden de 0,1 kPa. Con esto se evita el problema teórico de resistencia nula en superficie sin introducir errores apreciables en los cálculos de estabilidad.

Las escolleras de buena calidad pueden comportarse, como se ve, con ángulos de rozamiento muy altos en zonas próximas a la superficie, eso explica que taludes externos tan pronunciados como el 1,5 H:1 V sean estables incluso en las severas condiciones que supone el oleaje ⁽⁶⁾.

En contra de este beneficio de la singularidad del comportamiento resistente de las escolleras, debe citarse un inconveniente de tipo práctico. Los ensayos en modelo físico, que tratan de representar el comportamiento hidrodinámico de las escolleras ante el oleaje, se realizan con niveles de tensiones más bajos que los reales. El comportamiento resistente podría resultar optimista. A su vez, estos modelos físicos tampoco reproducen correctamente el comportamiento mecánico de las escolleras al no esca-

(5) Un fenómeno similar ocurre en arenas calcáreas de origen orgánico, tal como se ha descrito en el apartado 2.2.8.1.

(6) Un análisis sencillo de estabilidad, según líneas de rotura planas paralelas al talud y con flujo de agua descendente, indicaría ángulos de rozamiento necesarios del orden de 60°.

larse estas propiedades en el modelo con el número de Froude. Por lo tanto, este comportamiento no puede validarse con este tipo de ensayos.

Teniendo presentes las consideraciones previas, el ingeniero debe investigar la resistencia de las escolleras. Hoy existen posibilidades en España de realizar ensayos de resistencia de escolleras con granulometrías y ambientes de presiones similares a los reales, que pueden ser de interés en proyectos de importancia.

Estos estudios, que pueden tener menos interés en los mantos de protección formados por escolleras de gran tamaño, pueden resultar muy adecuados para los mantos secundarios y para el núcleo del dique.

c. Permeabilidad de las escolleras

El flujo del agua, en el ambiente de presiones generadas en el entorno de los diques y con las granulometrías usuales de las escolleras, puede distar mucho del régimen laminar implícito en la ley de Darcy, cuya utilización se recomienda en esta ROM (ver apartado 2.2.6).

El movimiento del agua obedece a un proceso complejo de interacción entre el agua, con aire atrapado, y la escollera. El régimen del movimiento del agua, particularmente en la zona de contacto mar-escollera, es claramente turbulento ($Re = v \cdot D_{50}/\nu > 1000$).

A pesar de ello, y para facilitar los cálculos posteriores, se suele seguir hablando de coeficiente de permeabilidad de las escolleras en el mismo sentido utilizado en la mecánica de suelos, esto es, como cociente entre la velocidad de descarga (caudal dividido por superficie total bruta) y el gradiente del potencial del movimiento del agua. El ingeniero debe saber que, en estos casos de movimiento turbulentos del agua, el coeficiente de permeabilidad depende del gradiente (varía inversamente proporcional a la raíz cuadrada del gradiente).

El coeficiente de permeabilidad equivalente (para cálculos simplificados de redes de filtración) de las escolleras, en estos problemas de filtración en régimen turbulento, es tanto mayor cuanto mayor es el tamaño medio (D_{50}) de la escollera y cuanto más uniforme es su granulometría.

Si en los suelos granulares naturales (arenas y gravas o sus mezclas), la permeabilidad en régimen laminar ($Re < 1$) crece con el cuadrado de su diámetro eficaz, en las escolleras sometidas a la acción del oleaje este efecto de la granulometría es más moderado. El crecimiento de la permeabilidad en régimen turbulento parece controlado también por algún tamaño representativo (puede ser el D_{50}) pero crece con la raíz cuadrada de ese tamaño.

Las permeabilidades equivalentes de escolleras suelen ser del siguiente orden de magnitud (para el régimen turbulento que se viene considerando):

	Tamaño medio D_{50} (mm)	Permeabilidad equivalente (m/s) ⁽⁷⁾
Grandes bloques	850-2.500	1,00
Tamaños medios	100-300	0,30
Tamaños pequeños	10-80	0,10

El ingeniero debe investigar la permeabilidad de las escolleras a utilizar en su proyecto, particularmente en las zonas del núcleo y del manto intermedio. Esos datos pueden ser necesarios en cálculos posteriores del proyecto, al ser muy relevantes para definir las características del flujo a través del medio poroso y las condiciones de generación y disipación de presiones intersticiales, tanto en Fase de Construcción como de Servicio.

(7) Datos tomados del Manual del CIRIA. Publicación n° 83. Ver referencias

La investigación de la permeabilidad en régimen turbulento puede hacerse en laboratorios especializados. Los procedimientos de ensayo y los efectos de escala se salen del alcance de esta ROM.

Los modelos físicos que tratan de representar el comportamiento hidrodinámico de las escolleras frente al oleaje pueden dar resultados con importantes incertidumbres respecto al comportamiento real debido a las dificultades de escalar adecuadamente las características del flujo en el medio poroso (turbulento o laminar) con el número de Froude en todos y cada uno de los materiales que constituyen la estructura. Esto es especialmente relevante en aquellas estructuras formadas por materiales de diferentes tamaños y en las que pueden ser significativos los procesos de generación y acumulación de presiones intersticiales, al ser muy difícil escalar con Froude las propiedades constitutivas de los materiales, simultáneamente en las áreas con tamaños grandes y en aquellas con tamaños pequeños. Una escala de tamaños estudiada y la utilización de fluidos más viscosos pueden reducir algunos de estos problemas.

d. Deformabilidad de las escolleras

La deformabilidad de las escolleras se debe, sólo en una pequeña parte, a la compresión elástica de los fragmentos rocosos que la forman. Esa parte de la deformación sería recuperable con la descarga. Existen otras causas de deformación, tales como la rotura de contactos, el arrastre o lavado de los finos, por la acción del oleaje, etc., que son origen de deformaciones irreversibles.

En los proyectos de los diques interesa conocer ambas componentes de la deformación. Como parámetros de deformación elástica se pueden utilizar módulos de elasticidad u otros valores semejantes que se describen en el apartado 2.2.10 para representar la deformación del terreno.

Para cargas cíclicas, alternativas o impulsivas como las debidas tanto a la actuación directa del oleaje como a los movimientos de la estructura resistente causados por dicha acción, la deformabilidad puede ser diferente, como ocurre con otros tipos de terreno. Ver 3.10.

La deformación no recuperable debe obtenerse consultando la experiencia publicada o haciendo ensayos “in situ” o de laboratorio, especialmente diseñados al efecto. Debe señalarse que los modelos físicos asociados al comportamiento hidrodinámico de las escolleras frente al oleaje no son representativos de su deformabilidad, ya que, tal como se ha indicado en el apartado c), es muy difícil escalar con Froude las propiedades constitutivas y, en particular los parámetros de deformación. Este problema también puede representar una incertidumbre sobre los resultados del comportamiento hidrodinámico en aquellos casos en los que el modelo se comporte a efectos de deformabilidad de forma muy diferente al previsto como comportamiento real.

Las fluctuaciones de tensiones en las escolleras de los diques causan deformaciones permanentes (se dice que la acción del oleaje lo consolida). Esas deformaciones pueden ser causa de asentamientos postconstructivos importantes, incluso de más del 2% de la altura del dique en talud (o del espesor de banquetas en un dique vertical).

4.7.3 Verificación de la seguridad frente a los modos de fallo de tipo geotécnico

De acuerdo con lo señalado en el apartado 3.2.1 de esta ROM, en determinados tipos estructurales entre los que se encuentran aquéllos en los que el oleaje y demás oscilaciones del nivel del mar u otro agente del medio físico es el agente predominante en el desencadenamiento de los modos de fallo geotécnicos, no es posible admitir probabilidades de ocurrencia individual de algunos de estos modos de fallo claramente menores (de otro orden de magnitud) que las indicadas en la ROM 0.0 para el conjunto de fallos sin incidir de forma relevante en la optimización económica de la obra.

Es decir, en estos casos, al contrario que el criterio general adoptado en esta Recomendación de verificar la seguridad frente a modos de fallo geotécnicos considerando probabilidades de fallo muy bajas en relación a la conjunta admitida para la totalidad de la estructura, algunos modos de fallo geotécnicos deberán ser considera-

dos como modos de fallo principales y, por tanto, no podrá despreciarse su contribución en el cálculo de la probabilidad global de fallo.

Estos efectos son particularmente relevantes en los diques de abrigo, en los que alcanzar aumentos significativos de la fiabilidad de la estructura ante determinados modos de fallo geotécnicos es muy difícil de conseguir o está muy alejado del que resulta adecuado desde un punto de vista económico.

4.7.3.1 Elección de la probabilidad de ocurrencia de un modo de fallo geotécnico

La probabilidad conjunta de fallo, durante la Fase de proyecto analizada, para un dique de abrigo frente a los modos de fallo adscritos a Estados Límite Últimos deberá ser menor que los valores máximos recomendados en la ROM 0.0 en función del índice de impacto social y ambiental (ISA) que le corresponda, y obtenida siguiendo métodos de optimización económica.

Una vez determinada la probabilidad conjunta de fallo de proyecto, la asignación de la probabilidad de ocurrencia correspondiente a cada modo de fallo podrá realizarse de arriba abajo en el diagrama de fallos, tomando en consideración el tipo de cada tramo del diagrama (en serie o en paralelo) y la independencia o grado de correlación entre los diferentes modos, así como la influencia en los costes de la obra de la probabilidad de fallo asignada a cada modo. En este sentido, en general se asignarán las menores probabilidades a aquellos modos de fallo para los cuales conseguir aumentos de fiabilidad sean poco relevantes en los costes. En consecuencia, a los modos de fallo en los que mejorar la fiabilidad es difícil o se puede hacer únicamente con aumentos muy importantes de los costes, se les asignarán probabilidades de fallo cercanas a la probabilidad conjunta de fallo.

En la ROM I.1 se incluirán los correspondientes diagramas de fallo para cada tipología de dique de abrigo, así como las oportunas recomendaciones para la asignación de probabilidades de fallo a cada uno de los modos de fallo.

Simplificadamente, para cada parte del dique (cimentación, cuerpo central y superestructura) podrá considerarse que los modos de fallo del tipo geotécnico cuyo aumento de fiabilidad tiene mayor influencia en el coste son fallos principales. La probabilidad de ocurrencia asignada a cada uno de dichos modos considerando los diferentes grados de correlación resultará ser menor, algo menor o incluso igual a la probabilidad global de fallo asignada a cada parte del dique.

Comentario: Si se considera que en la mayor parte de los casos los grados de fiabilidad del cimiento y del cuerpo central del dique son los que inciden más en los costes de la obra, simplificadamente puede adoptarse como solución repartir entre estas partes el grueso de la probabilidad de fallo máxima recomendada en función del ISA que le corresponda, en función de su incidencia en los costes de la obra. Por tanto, de acuerdo con este apartado, como cota superior, las probabilidades de fallo asignadas a los modos de fallo de tipo geotécnico principales asociados a cada una de estas partes del dique podrán tomarse iguales a la probabilidad global de fallo asignada a esa parte del dique. Ver Fig. 4.7.6. Si para alguna tipología y ubicación, la influencia en los costes del grado de fiabilidad de cada parte del dique fuera otra, la probabilidad conjunta de fallo se repartirá en función de los mismos, pudiendo tomarse como probabilidad de fallo de cada una de las partes el tercio de la probabilidad conjunta de fallo de la obra en el caso de que la influencia en el coste global de cada una de las partes fuera similar.

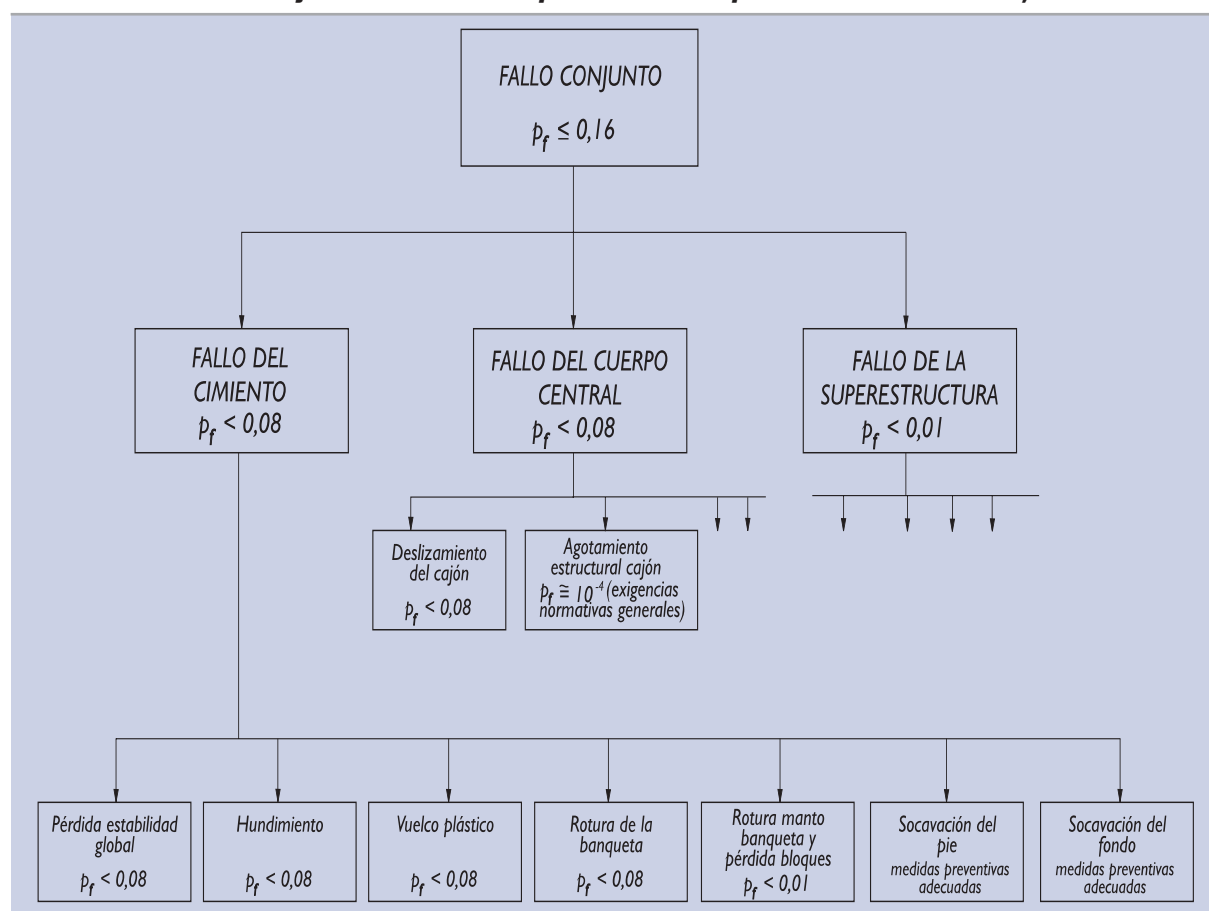
4.7.3.2 Elección del procedimiento de verificación para cálculos de Nivel I

Para verificar la seguridad de un dique de abrigo mediante el procedimiento de Nivel I, el ingeniero deberá optar por uno de los dos caminos que a continuación se indican en función de la probabilidad de fallo asignada al modo de fallo en cuestión.

El primer procedimiento es el estándar que se sigue en todos los casos contemplados en esta ROM y que puede tener aplicación cuando las probabilidades de fallo asignadas al modo de fallo en cuestión son bajas, en todo caso inferiores al 5%. Para probabilidades de fallo mayores el método puede resultar poco adecuado.

El segundo procedimiento es específico para aquellas estructuras en las que un agente o agentes del medio físico son los predominantes en el desencadenamiento de los modos de fallo, como en el caso de los diques de abrigo lo es la acción del oleaje y demás oscilaciones del mar. Debe utilizarse para estudiar modos de fallo cuya probabilidad de fallo sea mayor o igual que el 5 %, ya que valores menores obligan a la consideración de las acciones climáticas asociadas a periodos de retorno muy altos cuya definición puede ser tan dudosa que haga el método de verificación tan impreciso como el método general.

Figura 4.7.6. Diagrama de fallo de un dique vertical asociado a Estados Límite Últimos. Obras de ISA no significativo ($ISA < 5$). Ejemplo simplificado de asignación de probabilidades de fallo, considerando que la probabilidad conjunta de fallo obtenida por criterios de optimización económica es 0,16



Las diferencias entre estos dos métodos estriba en dos detalles esenciales: la definición del valor de cálculo de la acción del oleaje (1) y el valor del coeficiente de seguridad o margen de seguridad que debe obtenerse como resultado de la verificación (2).

MÉTODO ESTÁNDAR ROM 0.5

Este método ha sido ya descrito a lo largo de esta ROM con todos sus detalles. En lo que respecta a la acción del oleaje, según el método estándar, el valor de cálculo es igual al valor característico afectado por el coeficiente de mayoración y el coeficiente de compatibilidad que corresponda. Esto es:

$$E_d = E_n \cdot \gamma_E \cdot \psi$$

Los valores del coeficiente de mayoración y de los coeficientes de compatibilidad son los indicados en la Parte 3 de esta ROM.

El valor característico de la acción variable del oleaje y demás oscilaciones del mar se determinará tal como se indica en la Parte 3 de esta ROM. En general se adoptará el correspondiente al estado de mar asociado al temporal con una probabilidad anual de excedencia igual al 2% tomada del régimen extremal, como se define para cualquier otra acción variable (periodo de retorno de 50 años).

Cuando se utilice este método se considerará también una acción extraordinaria del oleaje, adoptándose como valor característico de esta acción el correspondiente a una probabilidad anual de excedencia del 0,2 %, tal como se define para cualquier otra acción extraordinaria (periodo de retorno de 500 años).

Los coeficientes de seguridad que deben obtenerse al verificar cada modo de fallo y los procedimientos de cálculo asociados se especifican en los apartados que siguen.

MÉTODO ESPECÍFICO

En este procedimiento el valor de cálculo que representa la acción variable del oleaje, cuando es la acción preponderante, se define con un criterio diferente. Formalmente el valor de cálculo de la acción es:

$$E_d = E_n^* \cdot \Psi$$

El valor característico, en este caso E_n^* , es aquél asociado al estado de mar del temporal cuya probabilidad de excedencia durante el periodo de tiempo asignado a la situación o estado de proyecto en cuestión es precisamente igual a la probabilidad de fallo asignada al modo de fallo que se analiza. Esto puede obligar a definir un oleaje de cálculo diferente para cada situación o estado de proyecto y, dentro de ella, para cada modo de fallo en cuestión.

El valor característico no se mayor y sólo es afectado por su valor de combinación ψ . Como la acción del oleaje es la predominante, esto es, el oleaje es la acción principal de una combinación fundamental, el valor del coeficiente de combinación es igual a la unidad ($\psi = 1$).

El coeficiente de seguridad que debe adoptarse cuando se proceda con este método debe ser menor que el que se define con carácter general en esta ROM y habrá de calcularse expresamente para cada modo de fallo en cuestión, igual que se hace con la acción del oleaje.

Para obtener una probabilidad de fallo p_f se puede adoptar un coeficiente de seguridad F que viene dado por la expresión siguiente:

$$F = \frac{e^{\zeta(\beta_0 + \frac{1}{2}\zeta)}}{1 + \beta_0 v_A} \geq 1$$

donde:

- β_0 = índice de fiabilidad asociado a la probabilidad de fallo p_f . Viene dado por la expresión $\beta_0 = \Phi^{-1}(1 - p_f)$. En esta expresión Φ es la función de probabilidad acumulada estándar normalizada y Φ^{-1} es la función inversa.
- v_A = coeficiente de variación del valor de la acción. A falta de datos más precisos, el coeficiente de variación de la acción del oleaje en mar abierto puede tomarse del orden de 0,18 en el Mediterráneo y de 0,14 en el Atlántico.
- ζ = desviación típica de $\ln F$. Este valor es aproximadamente igual al coeficiente de variación de F .

La obtención del valor de ζ requiere un cálculo específico de sensibilidad como el indicado en el apartado 3.3.10 o similar. A título orientativo, para los métodos de cálculo propuestos en esta Recomendación, se puede suponer el siguiente valor:

ζ	= 0,15 a 0,20	Problemas de estabilidad global y de deslizamiento.
ζ	= 0,20 a 0,25	Problemas de hundimiento sin drenaje.
ζ	= 0,30 a 0,35	Problema de hundimiento con drenaje.

Dentro del rango indicado para el valor de ζ se elegirá un valor tanto mayor cuanto mayor sea el coeficiente de variación de la acción. En general y por lo dicho antes, en la costa mediterránea deben usarse valores de ζ mayores que en las costas atlánticas.

Es posible, también, aunque se quedaría en general del lado de la seguridad, y esto podría no ser adecuado, utilizar como valores de F los mismos que se indican para el procedimiento general.

Cuando la probabilidad de fallo considerada sea mayor o igual que el 5%, el coeficiente de seguridad exigible a las combinaciones excepcionales (accidentales y sísmicas) simplificadaamente se tomará igual a la unidad, siempre que el valor de combinación de las acciones variables y el valor característico de las acciones extraordinarias y sísmicas se definan del modo estándar establecido en esta Recomendación (periodo de retorno del orden de 500 años para las acciones extraordinarias.). De otra forma más precisa, alternativamente podría comprobarse una combinación fundamental considerando que la acción sísmica (u otra extraordinaria) se comporta como una acción variable preponderante, definiéndose su valor característico como aquél cuya probabilidad de excedencia durante el periodo de tiempo asignado a la situación de proyecto en cuestión es igual a la probabilidad de fallo que se analiza. En ese caso el coeficiente de seguridad exigido se obtendrá de la misma forma que la definida para el oleaje.⁽⁸⁾

La combinación cuasi-permanente que suele considerarse en los cálculos convencionales del método general no es preciso considerarla cuando se utilice este método de verificación. Esa combinación sólo será utilizada, sin coeficientes de mayoración, para comprobar el comportamiento satisfactorio frente a Estados Límite de Servicio.

4.7.4 Diques en talud emergido

Cada dique de abrigo tendrá unos condicionantes propios que obligarán al proyectista a realizar cuantos estudios sean necesarios para asegurar el buen comportamiento frente a todos los posibles fallos previsible.

Existen, sin embargo, algunos aspectos geotécnicos comunes a todos los diques en talud cuya consideración será siempre obligada. Los indicados en la Fig. 4.7.7 son los principales modos de fallo geotécnicos e hidráulicos, adscritos a Estados Límite Últimos, los cuales se comentan en los apartados que siguen.

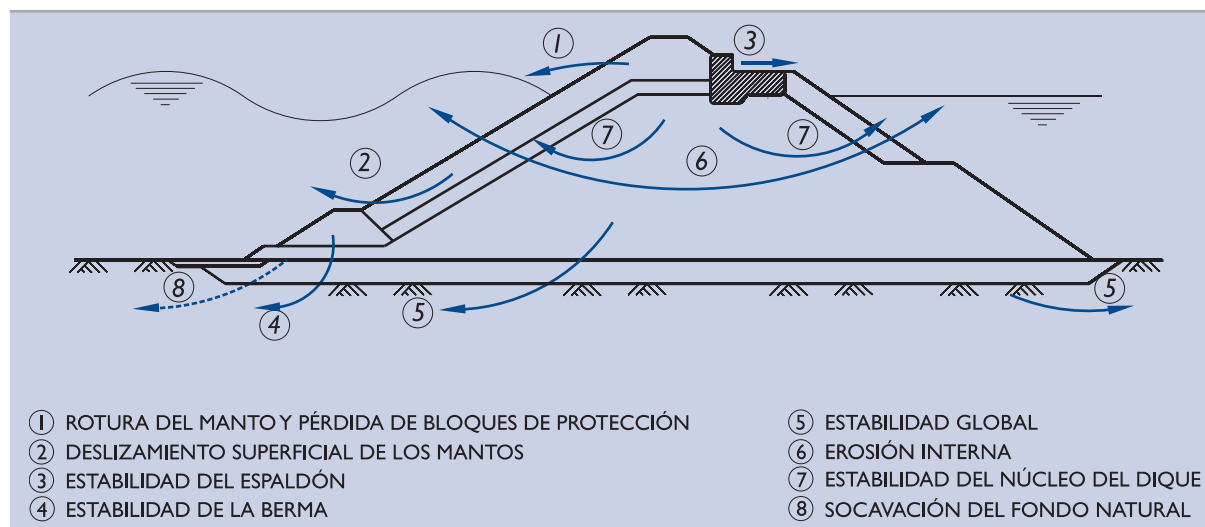
4.7.4.1 Verificación de la seguridad frente a la rotura del manto principal

La rotura del manto de protección y la pérdida de alguno de sus bloques, arrastrados por el mar, es el modo de fallo hidráulico principal a considerar en el proyecto de los diques en talud y al que más atención se le suele dedicar.

Los bloques de protección que forman el manto principal deben ser de tamaños y formas adecuadas al oleaje de proyecto. Las comprobaciones de estabilidad suelen hacerse mediante fórmulas empíricas basadas en la observación del comportamiento real y en la realización de ensayos en modelos físicos a escala reducida (son fórmulas como la de Iribarren, Hudson, etc.). Es recomendable realizar en laboratorio una comprobación experimental de la solución adoptada.

(8) A falta de datos más precisos la relación entre la aceleración básica sísmica asociada a un periodo de retorno de 500 años con la correspondiente a otro periodo de retorno responde a la siguiente formulación: $a_{b,T} = a_{b,500} (T/500)^{1/2,7}$. A su vez, el coeficiente de variación de la acción sísmica puede considerarse a estos efectos igual a 0,2.

Figura 4.7.7. Modos de fallo geotécnicos e hidráulicos adscritos a Estados Límite Últimos, asociados a los diques en talud emergidos



Las ecuaciones de verificación de la seguridad frente a este modo de fallo se incluyen de una forma detallada en la ROM I.I.

4.7.4.2 Verificación e la seguridad frente al deslizamiento superficial del manto

El manto de protección externo puede deslizarse a lo largo de su contacto con el manto secundario. Este problema puede resolverse con medidas preventivas tales como la inclusión de llaves (piezas de mayor tamaño que atraviesen ese contacto y rompan su continuidad) o la construcción de bermas de refuerzo en el pie del dique u otras similares. En España, la inclusión de llaves no es habitual y en piezas artificiales no es recomendable.

El manto de protección secundario puede deslizarse a lo largo de su contacto con el núcleo del dique. Si este modo de fallo ocurriese, el manto principal sería también arrastrado en el deslizamiento.

Estos deslizamientos casi planos, con buena parte de la superficie de rotura discurrendo a lo largo de contactos de escolleras de distintas granulometrías, pueden estudiarse con los procedimientos generales de cálculo que se indican en el apartado 3.8.

En esos cálculos debe suponerse que la resistencia al corte de los contactos entre capas es puramente friccional ($c = 0$) y adoptarse como ángulo de rozamiento de cálculo un ángulo menor que el de la escollera inmediatamente superior al plano de deslizamiento. Esto es:

$$\phi_{\text{cálculo}} = \phi \cdot r^n$$

donde:

- ϕ = ángulo de rozamiento de la escollera inmediatamente superior al plano de deslizamiento. Debe ser definido en el informe geotécnico tal como se indica en el apartado 4.7.2.2.
- r = relación de tamaños medios de la escollera inferior al plano de deslizamiento y la escollera situada inmediatamente encima = $(D_{50, \text{inferior}})/(D_{50, \text{superior}}) < 1$
- n = parámetro adimensional que puede investigarse en laboratorio y que, a falta de mejor información, para tamaños relativamente uniformes puede suponerse igual a 0,3.

La incógnita principal en estos cálculos es el estado de presiones intersticiales en el contacto, el cual depende, entre otros parámetros, de la permeabilidad de los distintos mantos y de las modificaciones en el régimen hidráulico producidas por la presencia o no de espaldones. En general, como primera aproximación, se puede suponer que el dique es impermeable por debajo del plano de deslizamiento y que la escollera es arrastrada por un flujo de agua paralelo al talud, examinando la situación en el momento en que la ola, en su contacto con el paramento del dique, está en la situación más baja.

Cuando el deslizamiento sea de gran longitud comparado con el espesor de la masa deslizante se podrá utilizar la fórmula simplificada de deslizamientos planos indicada en el apartado 3.8.4.4.

El ingeniero puede plantearse cálculos más complejos, que tengan en cuenta efectos tridimensionales, así como valores de la subpresión acordes con la realidad esperada y que pudiera haber obtenido de los estudios en modelo reducido.

En la ROM I.I se incluirán métodos detallados para la verificación de este modo de fallo.

La estabilidad frente a los deslizamientos planos, descritos en este apartado, puede no quedar garantizada por un buen comportamiento en el ensayo en modelo reducido. Salvo que en la preparación del modelo se tomen precauciones especiales, los ángulos de rozamiento que allí puedan existir serán, en general, mayores que los que puedan ocurrir en obra.

La verificación de la seguridad puede darse por satisfecha cuando quede probado que el coeficiente de seguridad obtenido sea, al menos, superior al mínimo que se indica más adelante, en la Tabla 4.7.1.

4.7.4.3 Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad del espaldón

La estabilidad del espaldón es claramente dependiente de la posible actuación directa del impacto del oleaje. La definición de las fuerzas, así como de las subpresiones que actúan sobre el espaldón debidas a la acción del oleaje, puede encontrarse en la ROM I.I.

La verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad del espaldón podrá aproximarse mediante el cálculo de los coeficientes de seguridad correspondientes al deslizamiento y al vuelco, considerando como fuerzas estáticas equivalentes a la acción del oleaje las correspondientes al máximo empuje, las cuales se definen a partir de formulaciones empíricas de base experimental (ver ROM I.I.) Para este cálculo se puede seguir el procedimiento general que se indica en el apartado 3.7 (muros de gravedad). La verificación de la seguridad puede darse por concluida si los coeficientes de seguridad obtenidos son iguales o superiores a los indicados en la Tabla 4.7.1.

Normalmente el espaldón apoyará sobre un relleno granular con capacidad portante suficiente para que no sea necesario considerar los modos de fallo “vuelco plástico” y “estabilidad global”. Pero esto ha de comprobarse. Cuando este aspecto por alguna circunstancia sea crítico, deberá ser analizado con detalle. La verificación de la seguridad puede darse por satisfactoria si el coeficiente de seguridad frente a estos modos de fallo alcanza o supera los valores mínimos indicados en la Tabla 4.7.1.

4.7.4.4 Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad de la berma

La berma de contención y refuerzo que puede disponerse en el pie del talud del dique puede deslizar o bien a favor del contacto con el suelo natural o bien según líneas de rotura más profundas que afecten al terreno natural.

Este problema de estabilidad debe analizarse siguiendo las recomendaciones que se indican para el cálculo de estabilidad global que se comenta en el apartado que sigue.

4.7.4.5 Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad global

Una vez comprobada la estabilidad de los mantos de protección del dique, los modos de rotura por deslizamiento que pueden ocurrir son la rotura del núcleo y la rotura del cimiento del dique. Ambas roturas pueden producirse según líneas aproximadamente circulares, tal como se indica en la Fig. 4.7.8.

En este apartado se considera la rotura profunda que, de ocurrir, provocaría la ruina completa de la obra. La rotura del núcleo sin implicar al cimiento se analiza en el apartado 4.7.4.7.

El oleaje no debe provocar excesos de presión intersticial importantes en el núcleo de los diques por motivo de su densificación. Las presiones intersticiales que pueden generarse serían las correspondientes al flujo transitorio creado por el oleaje y pueden calcularse en condiciones de esqueleto elástico. Puede ser considerado el carácter no lineal de esa respuesta elástica.

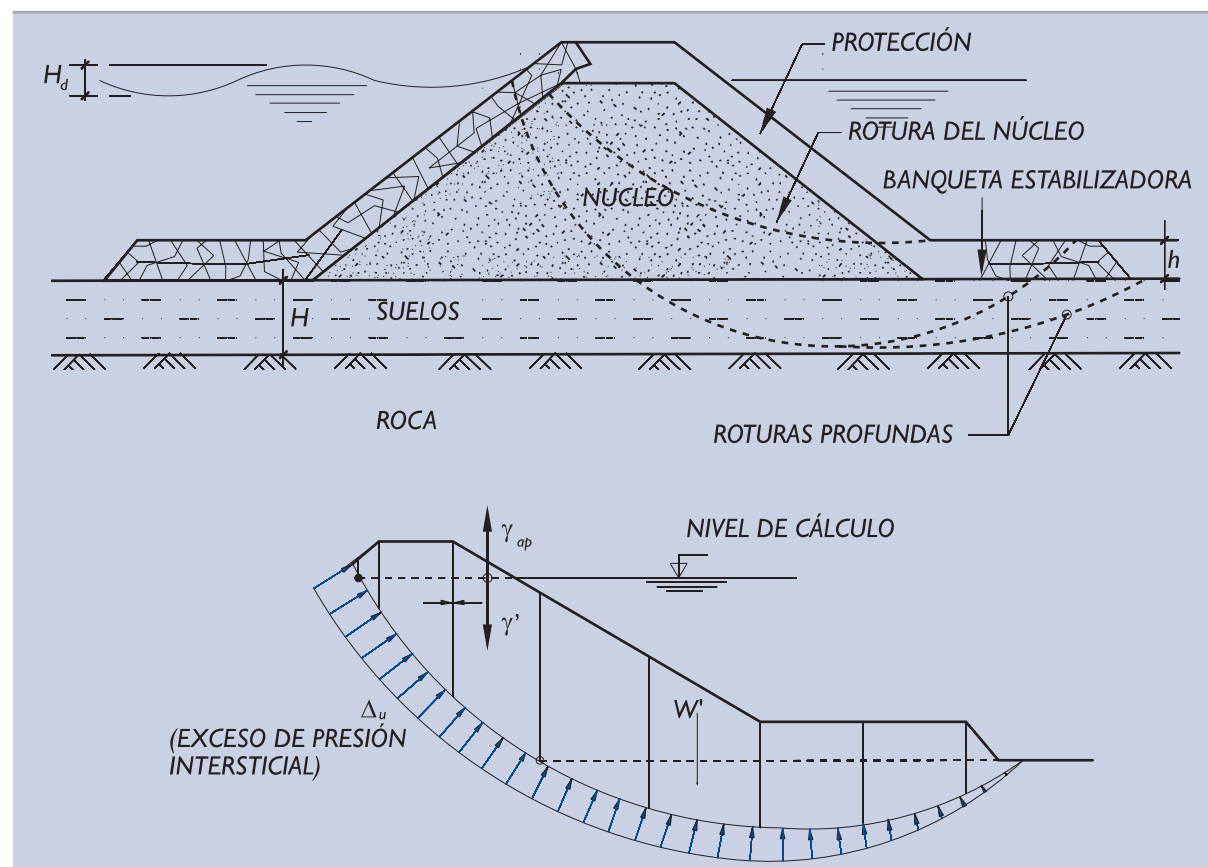
Para analizar el problema de la estabilidad global es necesario definir los siguientes factores de proyecto:

a. Definición de las propiedades del terreno natural

La pérdida de la estabilidad global únicamente puede ocurrir cuando el dique se construye sobre terrenos poco resistentes que, en general, serán también poco permeables.

Para evaluar la estabilidad del dique, será necesario calcular previamente el grado de consolidación alcanzado por el cimiento. A esos efectos se pueden seguir las recomendaciones que se indican en el apartado 3.4.8 u otras más complejas.

Figura 4.7.8. Estabilidad de diques de abrigo. Fuerzas actuantes en situación de ascenso del flujo de agua (Run-Up)



Conocido el grado de consolidación del cimientado que corresponde a cada situación de proyecto que se pretende analizar, se debe definir una resistencia que esté acorde con ese grado de consolidación.

En ese sentido pueden darse tres situaciones típicas:

1. Situación de consolidación prácticamente nula.

Si el grado de consolidación del terreno natural que corresponde a la situación de proyecto es bajo (del orden del 50% o menor), existirán zonas del cimientado en las que los excesos de presión intersticial son muy elevados y la ganancia de resistencia ha sido aún pequeña. En esos casos, es recomendable representar el cimientado con un ángulo de rozamiento nulo y con una cohesión igual a la resistencia la corte sin drenaje que el cimientado tuviera antes de iniciarse la obra.

2. Situación de consolidación prácticamente completa.

Si el grado de consolidación del terreno natural, correspondiente a la situación de proyecto, es superior al 90% y eso ocurre con parámetros de cálculo conservadores (deducidos de ensayos edométricos, por ejemplo), el cálculo de estabilidad global puede hacerse en término de presiones efectivas, tomando como parámetros de cálculo la cohesión y el rozamiento del terreno natural. No se tendrían en cuenta excesos de presión intersticial por este motivo.

3. Situaciones intermedias.

En estas situaciones debe, o bien optarse por la solución más conservadora, o bien estimar los excesos de presión intersticial aún pendientes de disiparse, que serán diferentes en cada punto del terreno natural, y tenerlos en cuenta en los cálculos. En esta segunda opción los parámetros de cálculo serían el rozamiento y la cohesión del terreno, los mismos que si se hubiera completado la consolidación.

A los efectos de caracterizar la resistencia del terreno natural a considerar en los cálculos, deberá tomarse en consideración los efectos causados por la acción dinámica del oleaje y de otras oscilaciones del mar en la misma, los cuales pueden variar el comportamiento del suelo, introducir presiones intersticiales adicionales y fuerzas hidrodinámicas de filtración en el terreno natural y en el cuerpo central del dique y, en definitiva, alterar significativamente la capacidad resistente de los mismos. En los apartados 3.4.11- Presiones intersticiales generadas por el oleaje y otras oscilaciones del nivel del mar y 3.10- Efectos dinámicos, de esta ROM, se incluyen algunas recomendaciones al respecto. A su vez, en la ROM 1.1 se desarrollarán más ampliamente los modelos analíticos de comportamiento conjunto del suelo y de la obra frente a la acción del oleaje, señalándose los casos en los que se pueden aplicar cada uno de ellos para el cálculo de la evolución de las presiones intersticiales, tanto en el terreno natural como en las diferentes capas y en el núcleo del dique.

b. Definición de las propiedades del núcleo del dique

La resistencia del núcleo del dique debe representarse en estos cálculos tal como se indica en el apartado 4.7.4.7.

c. Definición de los estados o situaciones de proyecto

Las situaciones de proyecto más críticas, y que el ingeniero debe analizar siempre, son:

- ◆ Distintas Fases de Construcción.
- ◆ Final de construcción, cuando la carga sobre el cimientado es máxima y el cimientado aún se ha consolidado durante poco tiempo.
- ◆ Fase de Servicio.

El ingeniero debe plantear otras situaciones de proyecto que puedan tener interés en su caso particular.

d. Definición de las acciones

La acción fundamental en el cálculo de los problemas de estabilidad, tanto local en el interior del dique como global, es el peso propio. La acción del oleaje es, en general, más relevante cuanto menos profundo sea el deslizamiento que se analiza. El valor característico de la acción del oleaje y demás oscilaciones del mar, así como sus valores de combinación, se definen en el apartado 4.7.3.2.

Como consecuencia del oleaje y de otras oscilaciones del mar, las presiones totales en los contornos externos del dique y de su cimiento, así como las presiones intersticiales generadas en su interior y en el terreno natural, que son necesarias tomar en consideración para realizar los cálculos de estabilidad son variables en el tiempo y en el espacio. Para facilitar los cálculos podrán considerarse como situaciones estáticas equivalentes las siguientes:

- ◆ Situación de máximo ascenso del flujo de agua (run-up).
- ◆ Situación de máximo descenso del flujo de agua (run-down).

Con nivel del mar correspondiente tanto a marea alta como a marea baja. En general, la situación de marea baja será la más crítica respecto a la estabilidad global.

En la mencionada Fig. 4.7.8 se representan esquemáticamente las acciones que deben considerarse en la verificación de la estabilidad.

En dicha figura, W' es el peso de una de las rebanadas de la masa deslizante. Este peso se calculará con los pesos específicos sumergidos por debajo del nivel del mar y con los pesos aparentes por encima de dicho nivel. Las variables N' y S' son, respectivamente, las resultantes de las tensiones efectivas normales y de corte a lo largo de la línea de rotura, y Δu es la ley de exceso de presiones intersticiales sobre la hidrostática generada por el oleaje a lo largo de la línea de rotura. También debe suponerse que puede existir cierto exceso de presión intersticial remanente debido al cambio del nivel medio del mar (marea). En cualquier caso, las leyes de distribución de las diferentes presiones intersticiales en exceso sobre la hidrostática se desarrollan más detalladamente en la ROM I.I.

Alternativamente, puede realizarse el cálculo eliminando las presiones intersticiales del contorno de la masa deslizante y añadir, en su lugar, las fuerzas de arrastre correspondientes a la red de filtración correspondiente. Ver apartado 3.4.5.

El cálculo del coeficiente de seguridad se puede realizar siguiendo las recomendaciones indicadas en el apartado 3.8.4. El valor que se obtenga debe satisfacer el requisito mínimo indicado en la Tabla 4.7.1.

4.7.4.5.1 ESTABILIZACIÓN CON BERMAS

En aquellas ocasiones en las que la estabilidad del dique resulta insuficiente, se puede recurrir a disponer, a cada lado del dique, unas banquetas de escollera, o de materiales granulares debidamente protegidos contra la erosión.

En esos casos, la evaluación de la seguridad realizada con métodos que suponen deslizamientos circulares (método simplificado de Bishop, por ejemplo) puede conducir a resultados optimistas debido al «efecto cuña» explicado en el apartado 3.8.4.5 de esta ROM. Por ese motivo, o bien se modifica adecuadamente el método de cálculo, o bien se utilizan métodos de cálculo que no impliquen ni roturas circulares ni inclinaciones de los empujes entre rebanadas que puedan producir el efecto mencionado.

Sin perjuicio de otros métodos, es aceptable, en estos casos, sustituir el efecto beneficioso de la banqueta por una fuerza horizontal externa igual a:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' K_{ph} h^2$$

donde:

- γ' = peso específico sumergido del material que forma la banqueta.
 K_{ph} = coeficiente de empuje pasivo horizontal estimado con $\delta = 0$. Ver apartados 3.7.6 y 3.7.7.
 h = espesor de la banqueta en el punto de emergencia de la línea de deslizamiento.

A efectos de calcular este empuje, se tomará como ángulo de rozamiento de la banqueta:

$$\text{tg}\phi_{(\text{cálculo})} = \frac{1}{F} \text{tg}\phi$$

donde:

- $\phi_{(\text{cálculo})}$ = ángulo de rozamiento de cálculo.
 ϕ = ángulo de rozamiento de la banqueta.
 F = coeficiente de seguridad frente al deslizamiento según la línea de rotura que se tantea.

Como quiera que el coeficiente de seguridad al deslizamiento “F” es desconocido a la hora de evaluar el empuje “E”, éste debe estimarse previamente suponiendo un valor de “F” razonable y después ajustarse por algún procedimiento iterativo sencillo.

Además se comprobará que el empuje, E, calculado como se indica es menor que el que produciría una condición de deslizamiento horizontal del tramo de banqueta asociado, que es:

$$E_{(\text{máx})} = \frac{\gamma' \cdot L \cdot h \cdot \text{tg}\phi_s + c_s \left(L + \frac{1}{2} \cdot h \right)}{F}$$

ó

$$E_{(\text{máx})} = \frac{\gamma' \cdot L \cdot h \cdot \text{tg}\phi}{F}$$

según que el deslizamiento plano se produzca a través del terreno natural (parámetros resistentes c_s, ϕ_s) o de la propia banqueta.

Este procedimiento de cálculo simplificado se ilustra en la Fig. 4.7.9.

4.7.4.6 Verificación de la seguridad frente a la erosión interna

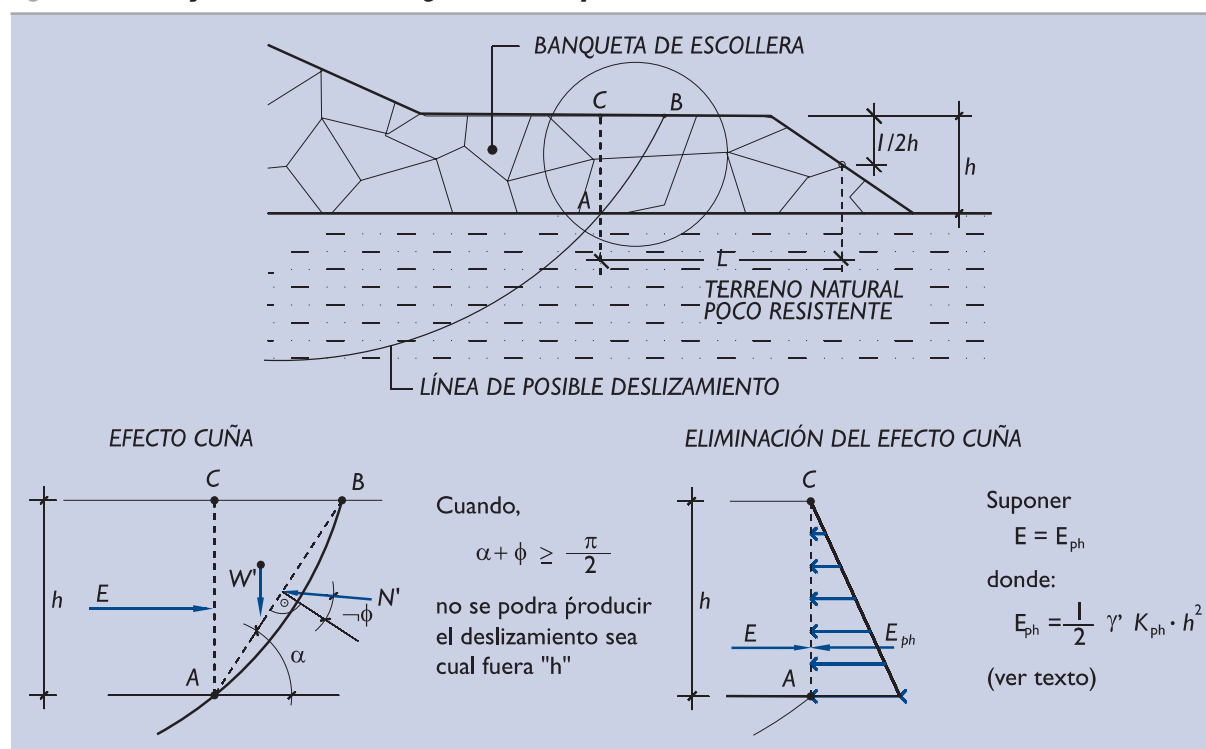
El movimiento del agua en el entorno del dique origina flujos y reflujos en la zona próxima a los paramentos que pueden ocasionar arrastres del material que forma el núcleo del dique a través de las protecciones. La gradación de granulometrías debe estudiarse ya sea por vía numérica, tal como se explica en el apartado 3.4.8 de esta ROM, ya sea por vía experimental mediante ensayos en modelo reducido.

4.7.4.7 Verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad del núcleo

La rotura del dique según líneas de deslizamiento aproximadamente circulares que se desarrollen fundamentalmente dentro del núcleo es un mecanismo de fallo que el ingeniero debe examinar. Esa forma de rotura se ha ilustrado en el esquema de la Fig. 4.7.8 (rotura del núcleo).

La resistencia del núcleo, que normalmente estará formado por escollera o por un todo-uno de cantera, se habrá analizado previamente al realizar el estudio de materiales que se describe en 4.7.2.2.

Si en el cuerpo del núcleo existieran suelos más finos que pudieran ser sensibles a las alternancias de cargas que produce el oleaje, deberán seguirse las recomendaciones que se indican en 3.10 para analizar su resistencia.

Figura 4.7.9. Mejora de la estabilidad global con banquetas

La verificación de la seguridad frente a la pérdida de la estabilidad del núcleo del dique se realizará de acuerdo con lo establecido en el apartado 4.7.4.5, al poderse tratar como un caso particular de la estabilidad global. En la Fig. 4.7.8 también se representa este modo de fallo.

Al igual que para la verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad global, la definición de las presiones intersticiales a lo largo de la línea de rotura es un problema muy complejo, particularmente en el caso de núcleos que no se comporten como rígidos y drenados frente a la acción dinámica del oleaje y demás oscilaciones del mar. En los apartados 3.4 y 3.10 de esta ROM, así como en la ROM I.I, se dan recomendaciones al respecto.

Para analizar la estabilidad del núcleo, deben tantearse líneas de rotura que afecten a ambos taludes del dique; al del lado mar y al del lado puerto.

Los coeficientes de seguridad que deben obtenerse deben cumplir unos requisitos mínimos como los indicados en la Tabla 4.7.1.

4.7.4.8 Verificación de la seguridad frente a la socavación del fondo natural

La erosión del terreno natural en la zona próxima al pie, o parte baja del talud de los diques de abrigo, es un problema importante de difícil cuantificación que puede analizarse sin demasiada fiabilidad bien empíricamente por medio de ecuaciones derivadas de resultados obtenidos en modelo físico de fondo móvil, bien mediante reglas de buena práctica basadas en la experiencia o en las observaciones de campo. A pesar de la experimentación llevada a cabo, no se han desarrollado todavía técnicas fiables para la estimación de estos procesos erosivos, los cuales parecen depender de la estructura y permeabilidad del talud, de las condiciones del oleaje incidente, de la profundidad y de las características del terreno natural, pudiéndose considerar que este efecto es mayor cuando aumenta el coeficiente de reflexión de la estructura. Es decir, en diques con pendientes tendidas y mayor permeabilidad estos efectos son mucho más reducidos. En la ROM I.I se desarrollará más ampliamente la verificación de la seguridad frente a este modo de fallo.

Tabla 4.7.1. Coeficientes de seguridad mínimos para diques en talud emergidos (con probabilidad de ocurrencia en el modo de fallo del orden de 0,01)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo Geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes, F_1	Fundamentales o Características, F_2	Accidentales o Sísmicas, F_3
3.8.4.4	Deslizamiento superficial del manto	1,2	1,1	1
3.5.5 3.5.6 3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad del espaldón: deslizamiento, vuelco y estabilidad global	1,2	1,1	1
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad de la berma	1,3	1,1	1
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad global	1,3	1,1	1
—	Erosión interna	MP	MP	MP
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Rotura del núcleo del dique	1,3	1,1	1
—	Socavación del fondo natural	MP	MP	MP

* Son los controlados, principalmente, por la resistencia del terreno.

MP En estos casos la seguridad no suele ser cuantificada. El problema puede evitarse tomando medidas preventivas adecuadas (MP).

Nota 1: Antes de utilizar estos coeficientes de seguridad deben conocerse los métodos de cálculo asociados que se definen en esta ROM, descritos en este apartado 4.7 y en los apartados que se indican en la primera columna.

Nota 2: Estos coeficientes de seguridad son válidos siempre que la probabilidad de ocurrencia admitida para cada modo de fallo sea del orden de 0,01 y se aplique el método estándar de verificación establecido en esta ROM. (Ver apartado 4.7.3). Para otras probabilidades de fallo, los coeficientes de seguridad mínimos fijados en esta tabla deberán modificarse de acuerdo con los criterios establecidos en los apartados 3.3.8 y 3.3.10 de esta ROM.

Nota 3: En aquellos casos en que el procedimiento de verificación elegido sea el específico por ser la probabilidad de fallo considerada mayor o igual a 0,05, los coeficientes de seguridad mínimos exigidos serán obtenidos a partir de la formulación incluida en el apartado 4.7.3.2.

Esta acción erosiva puede acentuarse cuando actúan corrientes transversales conjuntamente con el oleaje.

Como orden de magnitud, en fondos arenosos próximos al pie de los diques de abrigo se han observado socavaciones o movimientos transitorios durante los temporales con profundidades por debajo de la línea original del fondo superiores a la altura de la ola.

Dependiendo de la naturaleza del fondo, puede ser necesario prolongar horizontalmente las protecciones de los taludes, para cubrir los suelos naturales próximos al pie y alejar del dique las zonas de posible erosión. No obstante, para el dique esta solución puede tener efectos perjudiciales al poder producir un peraltamiento de la ola e, incluso, su rotura.

En el apartado 4.3.5.7 se indican algunas recomendaciones que pueden ser de interés en este caso.

4.7.4.9 Coeficientes de seguridad mínimos

Los coeficientes de seguridad frente a cada uno de los modos de fallo, considerados en los apartados precedentes, se han citado al describir el modo de fallo y al hacer las recomendaciones sobre el procedimiento de análisis. En la Tabla 4.7.1. se resumen los coeficientes de seguridad mínimos recomendados. Estos coeficientes son válidos únicamente cuando la probabilidad de fallo considerada para este modo de fallo sea del orden de 0,01 y se aplique el método estándar de verificación establecido en esta ROM. Para otras probabilidades de fallo, los coeficientes de seguridad mínimos fijados en esta tabla deberán modificarse de acuerdo con los criterios establecidos en los apartados 3.3.8 y 3.3.10. A su vez, en aquellos casos en que el procedimiento de verificación elegido sea el específico por ser la probabilidad de fallo considerada mayor o igual a 0,05, los coeficientes de seguridad mínimos exigidos serán obtenidos a partir de la formulación incluida en el apartado 4.7.3.2.

Estos coeficientes de seguridad son válidos únicamente para el método de cálculo indicado en la tabla. El ingeniero puede justificar en su proyecto la utilización de otros procedimiento de cálculo y de otros requisitos de seguridad asociados.

4.7.4.10 Asientos

Los diques de escollera se adaptan bien a las deformaciones del cimiento. La estimación de asientos es necesaria, a pesar de ello, para:

- ◆ Conocer la posible influencia en la cota de coronación del dique o en la cota de recrecido.
- ◆ Evaluar su efecto en posibles estructuras colocadas en su coronación (espaldones, firmes, etc.).

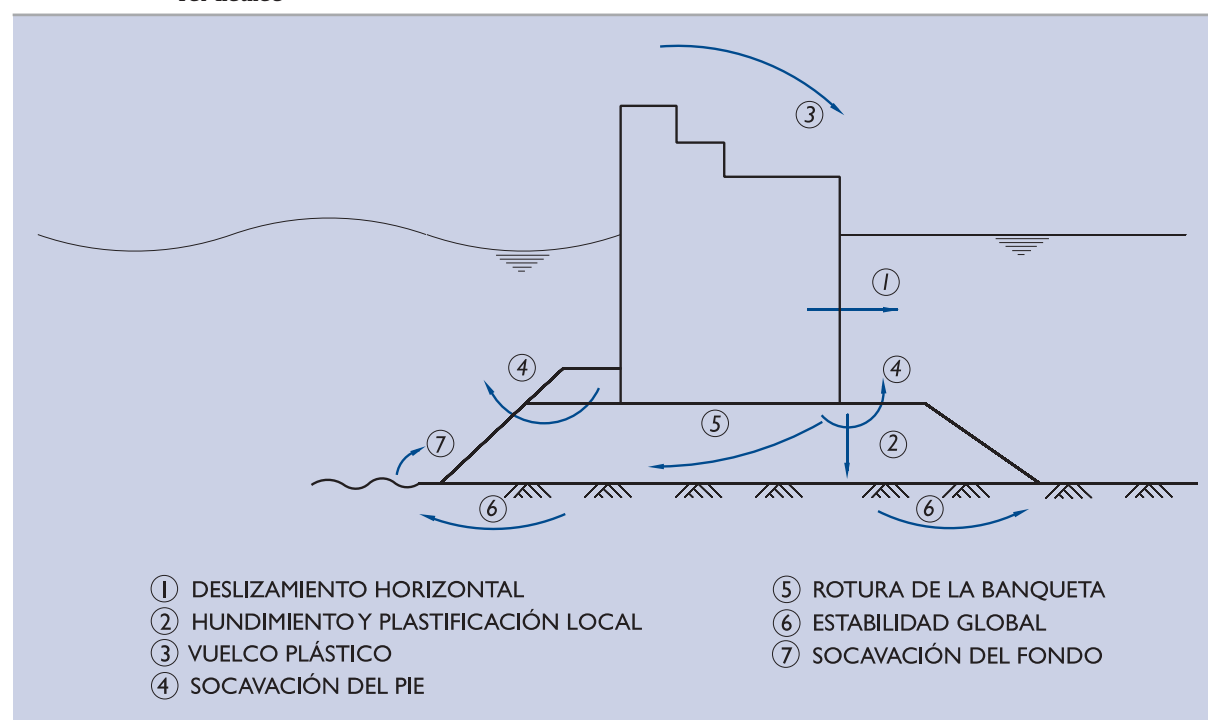
El cálculo de asientos diferidos, que ocurren después de la construcción, causados por la deformación del terreno natural, debe realizarse aplicando los procedimientos adecuados de la mecánica del suelo.

En el apartado 4.7.2.2 se indican algunas causas de asientos diferidos provocados por la compresión de las escolleras.

4.7.5 Diques verticales

Los diques de abrigo verticales tienen unas formas de rotura (modos de fallo) que son específicas de este tipo de obras. En este apartado se analizan aquellos modos de fallo de tipo geotécnico adscritos a Estados Límite Últimos que son más importantes y que, en todo caso, deben considerarse en el proyecto. Ver Fig. 4.7.10.

Figura 4.7.10. Modos de fallo geotécnicos adscritos a Estados Límite Últimos, asociados a los diques de abrigo verticales



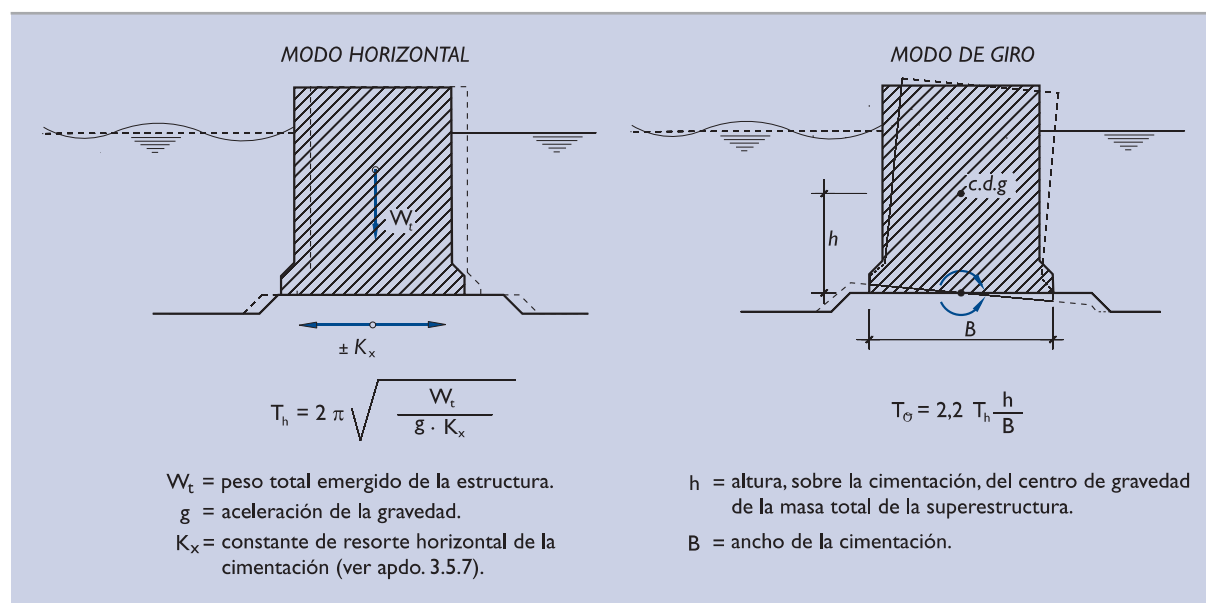
Para la verificación de la seguridad de los diques de abrigo verticales frente a los modos de fallo geotécnicos, la acción variable predominante es la debida a la acción del oleaje y demás oscilaciones del mar. Los valores característicos, de cálculo y de combinación de dicha acción se pueden obtener a partir de los criterios definidos en el apartado 4.7.3.2.

Los empujes sobre la estructura o cuerpo central del dique y las subpresiones en su cimiento, así como las acciones transmitidas a la banqueta de cimentación y las presiones intersticiales generadas tanto en la banqueta como en el terreno natural por el temporal de cálculo, son de difícil evaluación, siendo necesarios cálculos dinámicos específicos del conjunto suelo-estructura al ser solicitado por dicha acción o, simplificada, otros procedimientos empíricos equivalentes de carácter estático de validez reconocida, los cuales deben contrastarse para cada caso concreto por medio de ensayos en modelo físico. Todos estos aspectos se desarrollan más detalladamente en la ROM I.I, incluyéndose algunas recomendaciones específicas en el apartado 3.10- Efectos dinámicos, de esta Recomendación, en razón del carácter cíclico de la acción del oleaje y de la posibilidad de que pueda producirse un comportamiento dinámico significativo en algunos diques verticales.

El comportamiento dinámico de los diques de abrigo verticales depende del periodo y de la magnitud de la acción del oleaje y, especialmente, de la respuesta del conjunto suelo-estructura o movimiento del mismo al ser solicitado por dicha acción. De acuerdo con lo señalado en el apartado 3.10.3.1 es particularmente significativo cuando la acción debida al oleaje tenga un periodo próximo a alguno de los periodos naturales de oscilación del conjunto suelo-estructura. En estos casos son esperables importantes amplificaciones dinámicas de las cargas transmitidas a la cimentación.

A falta de una mejor aproximación, los periodos naturales de oscilación de los diques verticales correspondientes a los modos fundamentales en la dirección de actuación de la acción pueden estimarse a través de la formulación incluida en la Fig. 4.7.11.

Figura 4.7.11. Periodos naturales de oscilación de los diques verticales correspondientes a los modos fundamentales



Para la estimación de los periodos naturales de oscilación mediante la formulación de dicha figura se considerará el comportamiento deformacional del terreno bajo cargas dinámicas. En este sentido, para la definición de K_x se tomará en consideración las variaciones que se producen en el valor de los parámetros que definen el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas, sobre las cuales se dan recomendaciones en el apartado 3.10 de esta Recomendación.

En general, los diques de abrigo verticales suelen tener periodos naturales de oscilación en el rango entre 0,2 y 2 segundos, muy alejados de los periodos del oleaje y demás oscilaciones del mar. Por el contrario, son muy próximos a los correspondientes a la respuesta de la estructura frente a la acción impulsiva asociada a la actua-

ción de oleajes en condiciones de rotura, por lo que únicamente en estos casos son esperables comportamientos dinámicos significativos de los diques de abrigo verticales.

La estructura de paramento vertical que conforma el dique exigirá una preparación del cimientado adecuada. En aquellos casos en los que la estructura sea de gravedad y de tipología similar a las descritas en esta ROM para los muelles (apartados 4.2 y 4.4), se deben aplicar las recomendaciones que se hacen en esos apartados, así como las del apartado 4.9 relativas a dragados y rellenos bajo estructuras.

Dado el carácter cíclico e impulsivo de las cargas sobre el cimientado en este tipo de estructuras, cualquier tipo de terreno especialmente sensible a la alternancia de cargas, tal como se indica en 3.10, y que pudiera quedar bajo el cimientado, debe ser sustituido o mejorado.

4.7.5.1 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento horizontal de la estructura

El deslizamiento de las estructuras de gravedad, a lo largo de su plano de contacto con el terreno natural o con la banqueta de enrase, debe analizarse siguiendo los criterios generales comunes a todas las obras (apartado 3.5- Cimentaciones superficiales), así como las recomendaciones concretas que se indiquen en esta ROM para estructuras similares a las que formen el cuerpo central del dique (apartado 4.2- Muelles de gravedad). No obstante los coeficientes de seguridad mínimos exigidos serán los definidos en la Tabla 4.7.2.

4.7.5.2 Verificación de la seguridad frente al hundimiento, la plastificación local y el vuelco plástico

Las cargas que actúan sobre el cimientado provocarán tensiones puntuales en el contacto de la superestructura con la banqueta de enrase, cuyos máximos estarán situados en las proximidades de los pies de la estructura (lado puerto y lado mar). Esas tensiones pueden provocar la plastificación local de la escollera y, por ese motivo, deben limitarse tal como se indica en 4.2.5.

El hundimiento y el vuelco plástico podrá verificarse siguiendo las recomendaciones generales indicadas en esta ROM 0.5 (apartados 3.5.4, 3.5.6 y 3.7.11.1.2) y aquellas otras de carácter particular indicadas en la Parte 4 para estructuras portuarias similares, introduciendo los efectos de las presiones intersticiales adicionales generadas por la acción dinámica del oleaje. En estos casos los coeficientes de seguridad mínimos exigidos serán los definidos en la Tabla 4.7.2.

Tabla 4.7.2. Coeficientes de seguridad mínimos para diques verticales (con probabilidad de ocurrencia en el modo de fallo del orden de 0,01)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes, F_1	Fundamentales o Características, F_2	Accidentales o Sísmicas, F_3
3.5.5	Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	1,3	1,1	1
3.5.4	Hundimiento	1,8	1,5	1,2
3.5.6 y 3.7.11.1.2	Vuelco plástico	1,3	1,2	1,1
3.8	Estabilidad global	1,3	1,1	1
—	Erosiones y socavaciones	MP	MP	MP

* Son los controlados, principalmente, por la resistencia del terreno.

MP En estos casos la seguridad no suele ser cuantificada. El problema puede evitarse tomando medidas preventivas adecuadas (MP).

Nota 1: Antes de utilizar estos coeficientes de seguridad deben conocerse los métodos de cálculo asociados que se definen en esta ROM y que quedan descritos en este apartado 4.7 y en los apartados que se indican en la primera columna.

Nota 2: Estos coeficientes de seguridad son válidos siempre que la probabilidad de ocurrencia admitida para cada modo de fallo sea del orden de 0,01 y se aplique el método estándar de verificación establecido en esta ROM (Ver apartado 4.7.3). Para otras probabilidades de fallo, los coeficientes de seguridad mínimos fijados en esta tabla deberán modificarse de acuerdo con los criterios establecidos en los apartados 3.3.8 y 3.3.10 de esta ROM.

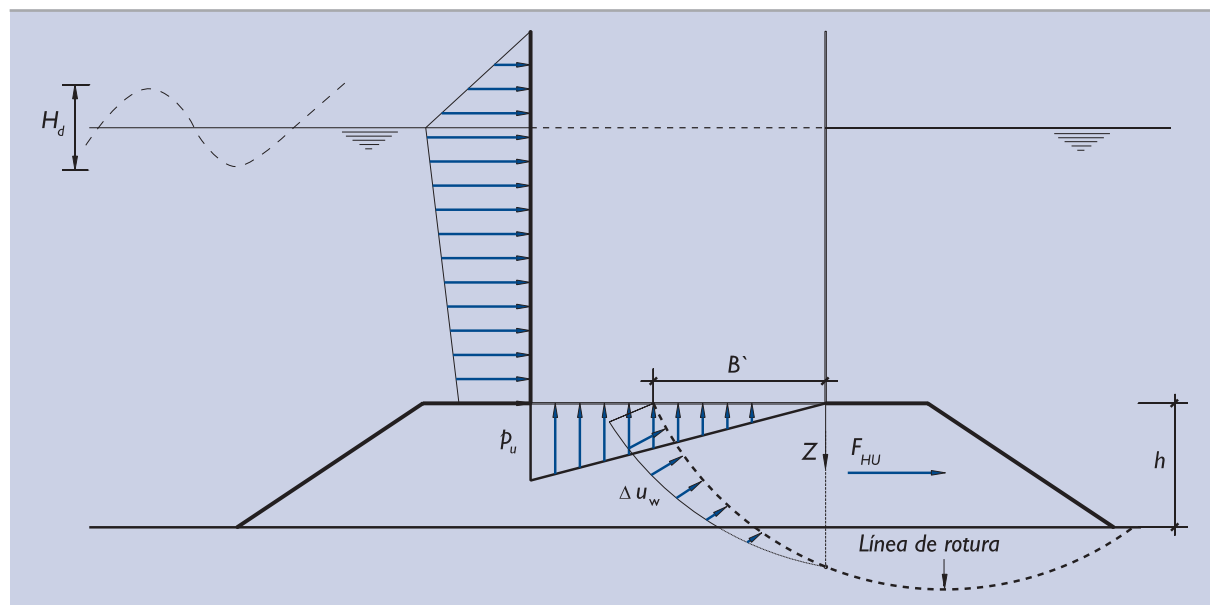
Nota 3: En aquellos casos en que el procedimiento de verificación elegido sea el específico por ser la probabilidad de fallo considerada mayor o igual a 0,05, los coeficientes de seguridad mínimos exigidos serán obtenidos a partir de la formulación incluida en el apartado 4.7.3.2.

No obstante, el efecto de las presiones intersticiales generadas por la acción dinámica del oleaje en los cálculos de los coeficientes de seguridad frente a hundimiento o vuelco plástico de cimentaciones sobre banquetas o materiales granulares es de difícil consideración a través de dicha metodología. Por dichas razones, generalmente es más riguroso tratarlo con modelos numéricos adecuados o equiparar estos modos de fallo a modos de fallo de estabilidad parcial (forma de rotura específicas) y utilizar los métodos descritos en el apartado 3.8 de esta ROM, introduciendo en los cálculos las presiones intersticiales generadas a lo largo de la línea de rotura, considerando como situaciones estáticas equivalentes no únicamente las situaciones de paso de cresta y de seno de la ola, sino otras intermedias, con nivel del mar correspondiente tanto a marea alta como a marea baja. Para la obtención de las leyes de distribución de las presiones intersticiales generadas por la acción cíclica o impulsiva del oleaje y otras oscilaciones del mar, en función de cuál sea el modelo de comportamiento del conjunto estructura, banqueta y terreno natural frente a dicha acción, se incluyen algunas recomendaciones en los apartados 3.4 y 3.10 de esta Recomendación, así como en la ROM I.I.

En el caso de banquetas muy permeables y de pequeño espesor en relación con el cuerpo central del dique, puede considerarse que las presiones intersticiales que se generan en la banqueta por la acción del oleaje cambian poco en vertical. Por dicha razón, cuando se aproximen los empujes y las subpresiones sobre el dique por medio de formulaciones adecuadas de validez reconocida, la ley de distribución de las presiones intersticiales a lo largo de la línea de rotura podrá estimarse a partir de dichas leyes de subpresiones dinámicas. (Ver Fig. 4.7.12).

Si, en cualquier caso, se utilizan los procedimientos simplificados de análisis del hundimiento y del vuelco incluidos en esta Recomendación, el efecto de las presiones intersticiales podrá considerarse aproximadamente mediante la adición a las cargas que actúan sobre el cimiento de una fuerza horizontal, F_{HU} , resultante de las presiones intersticiales generadas por el oleaje a lo largo de la línea de rotura en cada situación de proyecto considerada. (Ver Fig. 4.7.12). Simplificadamente, esta carga horizontal podrá considerarse aplicada al nivel del plano de cimentación.

Figura 4.7.12. Consideración de las presiones intersticiales generadas por el oleaje en la banqueta y el terreno natural a los efectos de la verificación de la seguridad (Hundimiento y vuelco)



$$F_{HU} = \int_0^h \Delta u_w \cdot dz$$

El cambio de comportamiento del cimiento por la acción dinámica del oleaje, desde una situación drenada a no drenada, con el consiguiente incremento adicional de las presiones intersticiales, puede ser especialmente significativo en cajones cimentados en terrenos naturales formados por arenas finas limosas. Sin embargo, este efec-

to no es significativo en las gravas y en las escolleras de las banquetas. En el todo-uno del interior de las banquetas este extremo debe confirmarse en cada caso concreto.

En los suelos granulares cuya densidad relativa sea superior al 80% y en aquellos suelos cohesivos firmes ($q_u > 0,1$ MPa) que tengan más del 35% de finos (pasante por el tamiz 0,080 UNE) no será necesario tener en cuenta el exceso de presión intersticial debido al carácter dinámico de las acciones del oleaje.

Para la consideración de los parámetros resistentes del cimiento a utilizar en los cálculos de verificación de la seguridad frente al vuelco y al hundimiento se tendrá en cuenta el comportamiento drenado o no drenado del mismo frente a la acción del oleaje. En el caso de suelos cohesivos o poco permeables, se deberá considerar también el grado de consolidación alcanzado en el momento correspondiente a la situación de proyecto planteada. En este sentido son aplicables las recomendaciones indicadas en 4.7.4.5.

4.7.5.3 Verificación de la seguridad frente a la pérdida de la estabilidad global

El equilibrio global de los diques de abrigo deberá comprobarse siempre que bajo su cimentación existan suelos o rocas alteradas poco resistentes. Los principios generales de cálculo serán los indicados en el apartado 3.8 de esta ROM, introduciendo en los cálculos las presiones intersticiales generadas a lo largo de la línea de rotura por la acción dinámica del oleaje y demás oscilaciones del mar, considerando como situaciones estáticas equivalentes las situaciones de paso de cresta y de seno de la ola, con nivel del mar correspondiente tanto a marea alta como a marea baja. Para la obtención de las leyes de distribución de las presiones intersticiales generadas por la acción cíclica o impulsiva del oleaje y otras oscilaciones del mar, en función de cuál sea el comportamiento drenado o no drenado del terreno natural frente a dicha acción, se incluyen algunas recomendaciones en los apartados 3.4 y 3.10 de esta Recomendación, dedicado a los efectos dinámicos, las cuales se detallarán en la ROM I.I.

En la Fig. 4.7.13 se representan esquemáticamente las leyes exceso de presiones intersticiales sobre los valores hidrostáticos a considerar a lo largo de la línea de rotura.

En el caso de banquetas muy permeables y de pequeño espesor, podrá considerarse que las presiones intersticiales que se generan en la banqueta por acción del oleaje cambian poco en vertical. Por dicha razón, cuando se aproximen los empujes y las subpresiones sobre el cuerpo central del dique por medio de formulaciones adecuadas de validez reconocida, la ley de distribución de las presiones intersticiales a lo largo del tramo de la línea de rotura incluido en la banqueta podrá estimarse simplificadaamente a partir de dichas leyes de subpresiones dinámicas (ver Fig. 4.7.12).

Estos excesos de presión intersticial pueden considerarse en los cálculos directamente o sustituirlos por las fuerzas de arrastre que producen el efecto equivalente. Ver apartado 3.4.5.

4.7.5.4 Verificación de la seguridad frente a socavaciones y erosiones

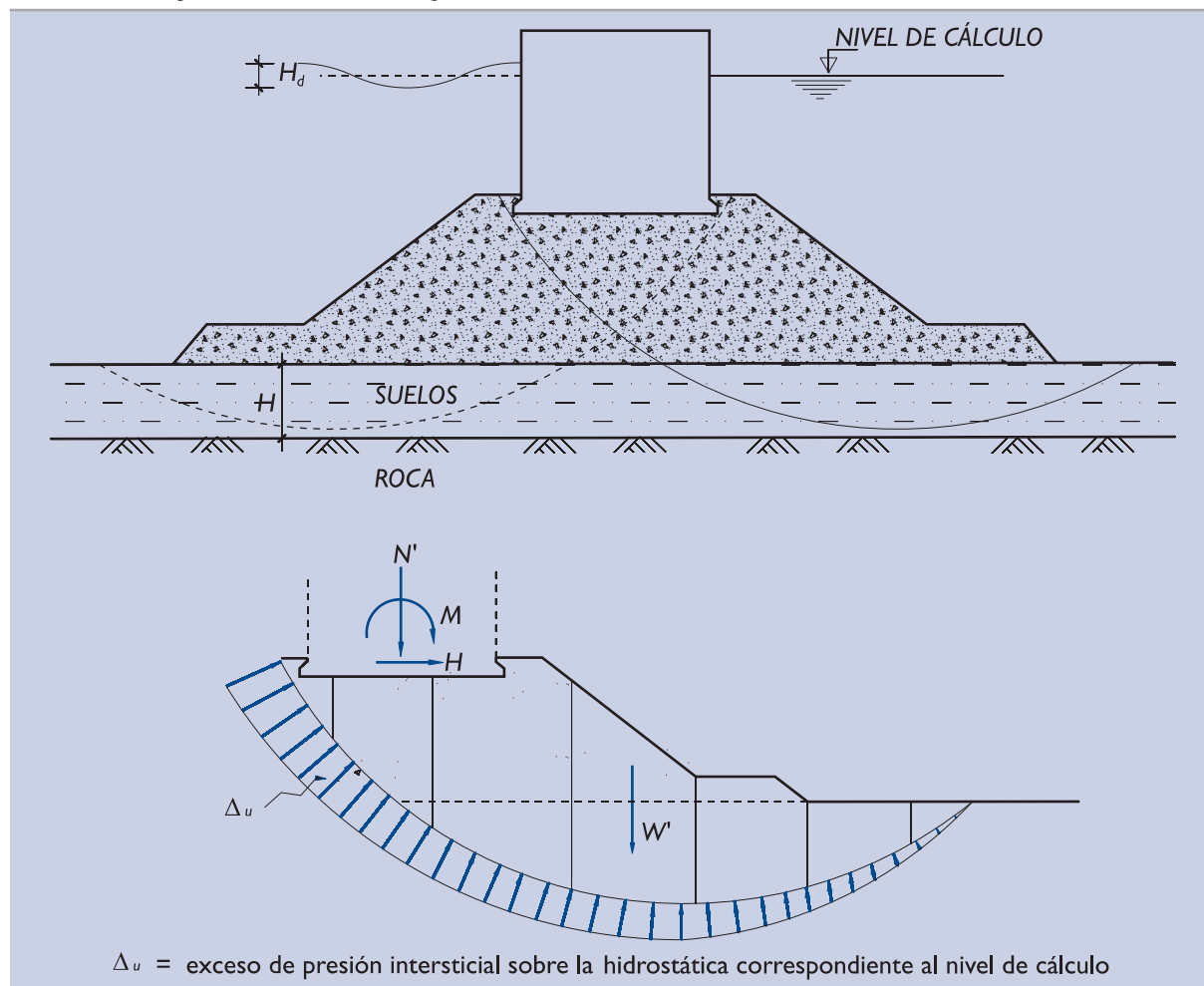
Las socavaciones del lecho del fondo marino que pueden producir las corrientes de agua, modificadas por la presencia del dique, así como por el oleaje, son un aspecto de gran interés. Las observaciones hechas en el apartado 4.7.4.8 son aplicables a este caso.

Las consecuencias de la erosión en el entorno del pie, o en la posible banqueta de apoyo de los diques verticales, pueden ser graves, ya que en caso de descalzarse la estructura se produciría una situación de difícil reparación. En la ROM I.I se desarrollará más ampliamente la verificación de la seguridad frente a este modo de fallo.

4.7.5.5 Asientos y deformaciones

La posible rigidez de la estructura del dique y el carácter alternativo de las acciones implicadas hacen que exista cierto riesgo de que el dique sobrepase un estado último de servicio debido a las deformaciones.

Figura 4.7.13. Consideración de las presiones intersticiales generadas por el oleaje en el interior de la banqueta y del terreno natural a los efectos de la verificación de la seguridad frente a la pérdida de estabilidad global



El cálculo de asientos del dique puede hacerse por los procedimientos convencionales de la mecánica del suelo, aunque al definir los módulos de deformación es necesario tener en cuenta, al menos de una manera indirecta, el carácter cíclico de las cargas que puede inducir cierta densificación y, por lo tanto, cierto asiento.

La banqueta de escollera puede ser causa de asientos postconstructivos de cierta importancia. Ver apartado 4.7.4.10, dedicado a los asientos de los diques en talud.

El cálculo de los desplazamientos horizontales y de los giros (o cabeceos) producidos por los empujes cíclicos del agua puede hacerse con las fórmulas estáticas de la teoría de la elasticidad y utilizando módulos de deformación que tengan en cuenta ese efecto cíclico de las cargas.

En aquellos casos en que el dique tenga una respuesta dinámica significativa, los cálculos de deformaciones pueden requerir el uso de procedimientos más complejos de cálculo dinámico. Ver apartado 3.10.

4.7.5.6 Coeficientes de seguridad mínimos

Los coeficientes de seguridad mínimos que deben exigirse deben ser acordes con la definición de las acciones que se haya usado para su cálculo y con las probabilidades de fallo admitida.

Los coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a cada uno de los modos de fallo considerados en los apartados precedentes se resumen en la Tabla 4.7.2. Estos coeficientes son válidos cuando la probabilidad de ocurrencia admitida para este modo de fallo sea del orden de 0,01 y se considere el método estándar de verificación establecidos en esta ROM. Para otras probabilidades de fallo, los coeficientes de seguridad mínimos fijados en esta tabla deberán modificarse de acuerdo con los criterios establecidos en esta ROM (Ver apartado 3.3.8 y 3.3.10). A su vez, en aquellos casos en los que el procedimiento de verificación elegido sea el específico por ser la probabilidad de fallo considerada mayor o igual a 0,05, los coeficientes de seguridad mínimos exigidos serán obtenidos a partir de la formulación incluida en el apartado 4.7.3.2.

Estos coeficientes de seguridad son válidos únicamente para el método de cálculo indicado en la tabla. El ingeniero puede justificar en su proyecto la utilización de otros procedimientos de cálculo y de otros requisitos de seguridad asociados.

4.8 PLATAFORMAS MARINAS (OFF-SHORE)

Las construcciones marinas en zonas de grandes profundidades tienen aspectos singulares respecto a otras construcciones costeras. Entre otros, cabe destacar:

- ◆ Importancia decisiva de la acción del oleaje y del viento respecto a otras acciones.
- ◆ Excentricidad elevada de las acciones horizontales respecto al plano de sustentación.
- ◆ Carácter dinámico de las acciones.
- ◆ Coste muy superior de los reconocimientos geotécnicos.

Las técnicas de construcción y los métodos de proyecto de estas estructuras exigen la consideración de ciertos temas específicos. A continuación se indican los problemas más importantes que deben abordarse en el proyecto desde el punto de vista geotécnico.

4.8.1 Tipologías

Los tipos de plataformas marinas que se suelen construir son muy variados; en la Fig. 4.8.1 se indican esquemáticamente algunas de las tipologías de plataformas construidas.

Las **plataformas izadas** (jack-up rigs) son estructuras flotantes con grandes patas (al menos tres) que pueden subirse o bajarse. Son remolcadas al emplazamiento con las patas retraídas y, una vez en él, las bajan para apoyarlas en el fondo. La estructura flotante se iza sobre las patas e incluso se sobrecarga, con un lastre temporal de agua, para provocar la hinca de las patas en los sedimentos del fondo.

Las **plataformas pilotadas**, típicas del golfo de México, son estructuras metálicas de celosía espacial que se apoyan en el fondo mediante pilotes hincados.

En las construcciones europeas del Mar del Norte, son usuales las **plataformas de gravedad** cimentadas superficialmente.

Se construyen, también, **plataformas flotantes ancladas** al fondo mediante tirantes (estructuras tubulares de acero) que a su vez transmiten la carga al terreno mediante pilotes sometidos a tracción. Existen otros sistemas de anclaje.

Más recientemente se piensa en la construcción de estructuras ligeras similares a las torres metálicas, apoyadas en el fondo y sujetas con vientos (tirantes laterales anclados al terreno). Ofrecen la ventaja de una gran flexibilidad y, por lo tanto, una menor intensidad de esfuerzos transmitidos al terreno.

A efectos de establecer las recomendaciones geotécnicas que siguen se distinguirán dos tipologías básicas de cimentación: la cimentación superficial y la cimentación profunda.

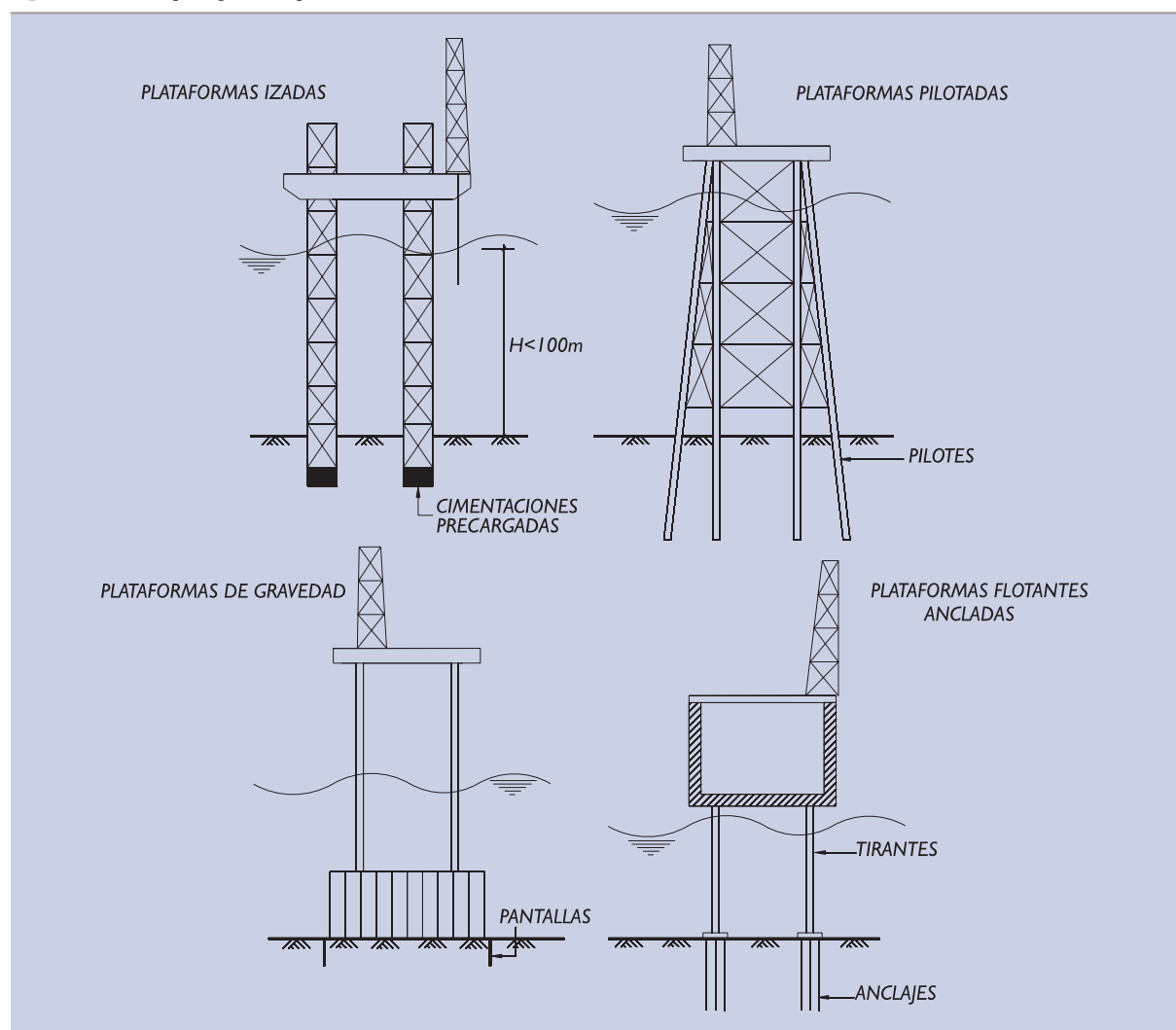
Las plataformas izadas tienen un tipo de cimentación en cierto modo intermedia. En la base de sus patas tienen unas zapatas de formas especiales que se hunden en el terreno hasta cierta profundidad. Las técnicas de análisis de la seguridad de estas cimentaciones están lejos de ser convencionales y se consideran fuera del alcance de esta ROM.

4.8.2 Acciones del oleaje y del viento

La acción principal sobre una plataforma marina es la debida al oleaje actuando sobre el sistema de soporte de la plataforma y al viento actuando sobre la superestructura.

Estas acciones tienen un carácter dinámico evidente, de manera que, para realizar cálculos geotécnicos de comprobación de los Estados Límite Últimos, es necesario, en caso de utilizarse procedimientos de cálculo estáticos equivalentes, afectar a las amplitudes de las acciones por ciertos factores dinámicos de carga.

Figura 4.8.1. Tipologías de plataformas marinas (Off-Shore)



Esos factores dependen del espectro de energía de las acciones y del período y amortiguamiento de la respuesta de la estructura. La solución de este problema de interacción se escapa al ámbito de esta ROM.

4.8.3 Reconocimientos geotécnicos

El reconocimiento geotécnico del fondo, en los lugares de construcción de las plataformas marinas, está encaminado, como en todos los demás casos, a conocer la estructura del terreno y sus propiedades mecánicas. La realización de las campañas de reconocimiento asociadas al estudio de las plataformas marinas presenta, sin embargo, ciertas singularidades. Entre ellas:

- ◆ Grandes calados y emplazamientos expuestos, lo que requiere utilizar equipos especiales.
- ◆ Profundidades de investigación elevadas (100-150 m para pilotes, 100 m para plataformas de gravedad).
- ◆ Costes elevados de la investigación, que se suele estructurar en dos fases. En general, antes de utilizar procedimientos directos de reconocimiento, se utilizan procedimientos geofísicos, principalmente la sísmica de reflexión.
- ◆ Dificultad de asegurar el posicionamiento del punto ensayado.
- ◆ Dificultad de obtener muestras de calidad (sistema de perforación, cambios muy fuertes en la presión hidrostática entre el punto de toma de la muestra y la superficie, etc.).
- ◆ Dificultad de acceder a un laboratorio. Conveniencia de disponer de un laboratorio de suelos en la embarcación de reconocimiento.

Los reconocimientos directos suelen estar basados en los mismos principios generales que los correspondientes a zonas del litoral. Esto es, requieren la ejecución de sondeos y la toma de muestras, en este caso con equipos situados en el fondo y operados desde la superficie mediante embarcaciones especiales.

Los ensayos in situ más frecuentes son los de penetración estática (piezocono), los presiométricos, el ensayo de molinete, etc. Estos ensayos están descritos en la Parte 2 de esta ROM.

El aspecto del comportamiento dinámico de los suelos del fondo es, en general, más significativo que en la mayor parte de las obras portuarias. Los ensayos dinámicos más usuales están descritos en la Parte 2 de esta ROM y las características que se deducen de ellos se comentan en el apartado 3.10.

4.8.4 Estabilidad del fondo

Los fondos marinos pueden sufrir inestabilidades por causas muy variadas, entre otras:

- ◆ Corrientes marinas.
- ◆ Licuefacción causada por las tensiones de corte cíclicas inducidas por el movimiento del agua en el fondo.
- ◆ Inestabilidades causadas por sobrecargas de sedimentos en zonas de aluviones fluviales.
- ◆ Licuefacción causada por terremotos.

La inestabilidad del fondo marino puede provocar deslizamientos en zonas prácticamente llanas (se han observado algunos en zona con pendientes tan bajas como el 2%) y pueden afectar a grandes profundidades dentro de los sedimentos (se conocen deslizamientos que han afectado a más de 40 m de profundidad).

Los tipos de suelos donde suelen producirse deslizamientos son fangos y arenas finas. La amplitud de los corrimientos (distancia de pie a cabeza), y las distancias que pueden moverse estos suelos, son mucho mayores que los que usualmente se observan en tierra. La construcción de plataformas marinas en zonas de fondo inestable es siempre difícil y arriesgada, de manera que buena parte de los esfuerzos del reconocimiento general del entorno de la plataforma (topografía y geofísica) debe encaminarse a asegurar que la zona en cuestión es naturalmente estable.

4.8.5 Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales de las plataformas marinas pueden ser de formas muy variadas. La que se considera aquí estaría formada por un gran área de apoyo, con dimensiones similares (usualmente algo menores) al calado.

La cimentación superficial suele hacerse con una preparación mínima o nula de la zona de contacto. El bloque de cimentación suele ser prefabricado en tierra, transportado mediante flotación y fondeado en el lugar de instalación.

Las plataformas de gravedad suelen llevar en su base unas clavijas (dowels) que garantizan la estabilidad de la estructura en las fases primeras de fondeo. Estas clavijas penetran en el terreno en una etapa en la que la plataforma aún tiene movimientos debidos a las acciones externas, oleaje principalmente, y consiguen una estabilidad provisional.

Las cimentaciones superficiales suelen estar protegidas lateralmente mediante pantallas (metálicas o de hormigón armado u otros elementos similares) que se hincan tras el fondeo. De esta forma, los bordes, que generalmente han de soportar mayores tensiones, tienen cierto confinamiento lateral. Estos elementos de protección (skirts) también colaboran de forma notable en la resistencia de la cimentación al deslizamiento.

El confinamiento conseguido con las pantallas laterales permite hacer, a posteriori, tratamientos de inyección para mejorar el terreno y consolidar el contacto del terreno con la estructura de cimentación.

Las tensiones verticales que transmiten las plataformas marinas de gravedad, cimentadas superficialmente, son moderadas y no mayores que las de otras obras portuarias de calados mucho más pequeños.

El carácter dinámico de las cargas y el hecho de no poder preparar debidamente los fondos hacen que las cimentaciones directas queden limitadas a condiciones de suelos firmes, esto es, suelos arenosos densos y suelos arcillosos sobreconsolidados.

Los Estados Límite de las cimentaciones superficiales de las plataformas marinas son, en buena parte, comunes con otras cimentaciones superficiales descritas en esta ROM.

Entre los temas que deben ser considerados, deben citarse los siguientes:

- ◆ Estabilidad horizontal en las condiciones más desfavorables.
- ◆ Estabilidad al vuelco por fallo del cimientado en las condiciones más desfavorables.
- ◆ Estabilidad al vuelco y al deslizamiento en condiciones de carga cíclica.
- ◆ Deformabilidad horizontal y vertical con cargas cíclicas.
- ◆ Determinación de las máximas presiones de contacto en la base, tomando en consideración las irregularidades del fondo.
- ◆ Verificación de las condiciones de no resonancia con las acciones exteriores.
- ◆ Verificación de la erosión en el entorno de la estructura.
- ◆ Determinación del comportamiento de las pantallas (skirt) para incrementar la resistencia del terreno y prevenir las erosiones.

Los problemas de estabilidad deben comprobarse también en fase de fondeo. Esas comprobaciones permitirán un proyecto adecuado del sistema de soporte temporal mediante las clavijas (dowels).

En los párrafos que siguen se hacen algunas observaciones específicas sobre los Estados Límite Últimos de estas plataformas, considerando únicamente algunos de los que están controlados, principalmente, por las características del terreno.

4.8.5.1 Análisis estático

Los Estados Límite Últimos de estas cimentaciones suelen producirse por causa del oleaje y del viento, que producen en la cimentación una historia temporal de reacciones.

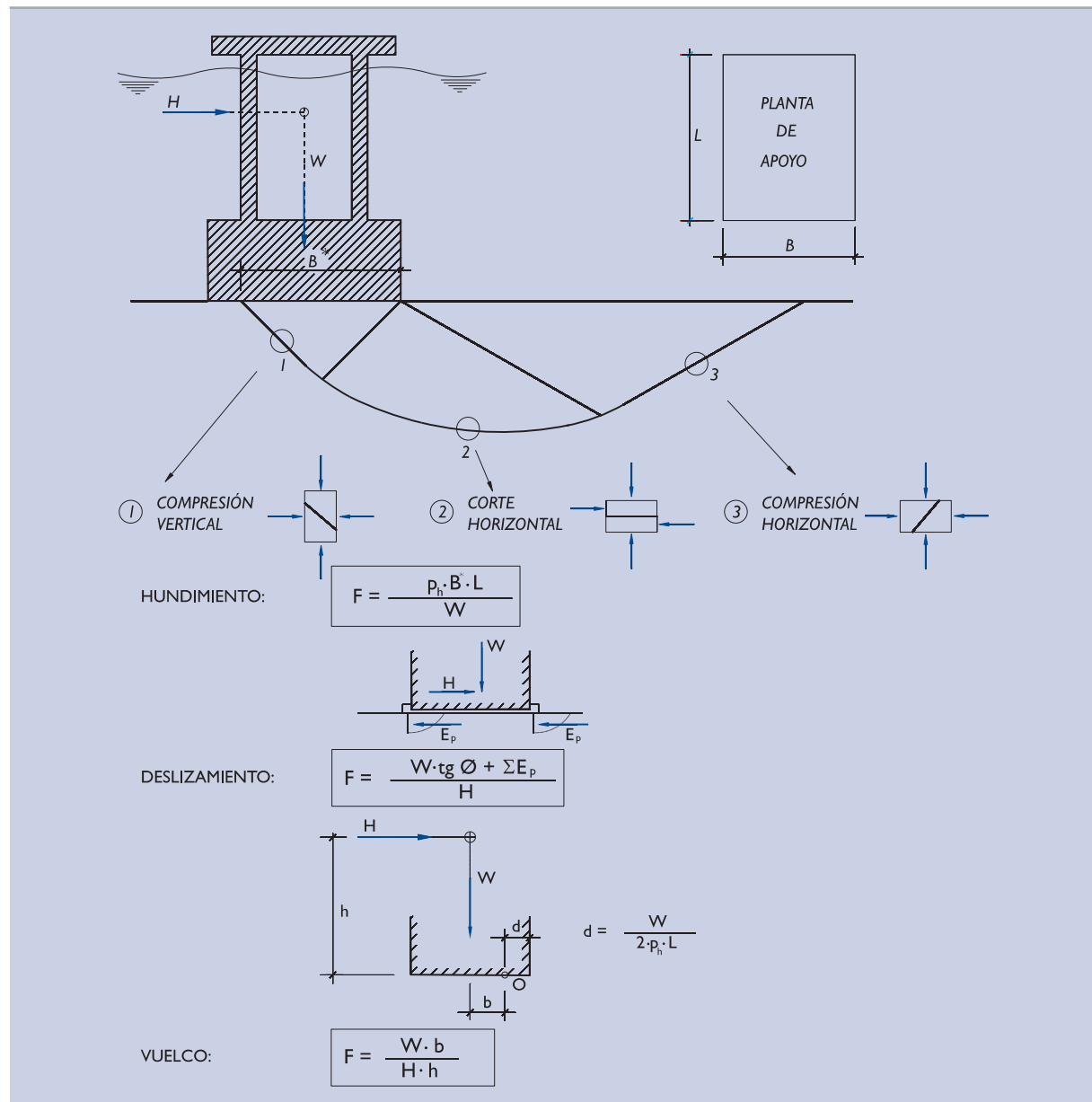
El análisis de los Estados Límite Últimos puede realizarse de dos formas bien distintas que, únicamente a efectos de estas recomendaciones, se denominarán análisis estático, que se considera en este apartado, y análisis dinámico, que se considera en el apartado que sigue.

La hipótesis básica de este método estriba en representar el temporal de cálculo que puede producir el Estado Límite mediante una acción estática equivalente sobre la cimentación. Esta acción puede considerarse producida por la ola máxima del temporal o por otra que pueda representar mejor, como efecto único, el temporal de cálculo. Las acciones dinámicas, en cualquier caso, quedan representadas por unas fuerzas estáticas equivalentes.

Este método tiene una justificación basada en la experiencia actual sobre el comportamiento de los suelos firmes en los que se suelen cimentar superficialmente las plataformas de gravedad. La resistencia al corte de estos suelos, ante una ola máxima, es independiente del paso previo de otras olas. Esto es cierto siempre que se esté lejos de la rotura, es decir, siempre que los coeficientes de seguridad, que se obtengan por este procedimiento, sean altos.

Una vez conocidos los esfuerzos, se puede conocer la excentricidad de la resultante y su inclinación y así proceder con los procedimientos de análisis de la seguridad frente al hundimiento, vuelco y deslizamiento o al estudio de deformaciones. En la Fig. 4.8.2 se indican esquemáticamente los modos de fallo típicos de estas cimentaciones.

Figura 4.8.2. Modos de fallo típicos de plataformas de gravedad



En el mecanismo de deslizamiento horizontal se debe contar con el empuje pasivo de todas las pantallas siempre que esto no suponga una seguridad mayor que la correspondiente a un deslizamiento más profundo, por debajo de sus puntas, y siempre que las pantallas tengan resistencia estructural suficiente para transmitir los esfuerzos correspondientes.

Los parámetros resistentes a utilizar en estos cálculos (deslizamiento, hundimiento y vuelco) tienen, sin embargo, cierta diferencia respecto a los usualmente empleados.

Los parámetros resistentes deben obtenerse teniendo en cuenta este efecto, tal como se indica en el punto 3.10, debido al carácter dinámico de las acciones.

En las arcillas firmes y en los suelos granulares densos, esa resistencia dinámica puede ser incluso mayor que la resistencia al corte estática, ya que las cargas cíclicas pueden producir descensos de la presión intersticial. En otros suelos menos firmes este extremo debe confirmarse.

En general será aceptable, por lo tanto, calcular los Estados Límite Últimos de rotura con los parámetros usuales en presiones efectivas, pero será necesario comprobar, con algunos ensayos específicos, que las variaciones de presión intersticial, durante el temporal de cálculo, son negativas; de otro modo habrá que reducir la resistencia para considerar ese efecto.

Debe tenerse en cuenta, además, que la resistencia del terreno depende también de la forma en que se carguen las muestras (compresión vertical, corte simple o compresión horizontal, según se indica en la Fig. 4.8.2).

Los procedimientos de cálculo y los valores mínimos exigibles de los coeficientes de seguridad calculados mediante este análisis estático son similares a los descritos para las cimentaciones superficiales convencionales (apartado 3.5), siempre que sea posible admitir probabilidades de fallo del mismo orden de magnitud. La singularidad de estas obras, sin embargo, puede justificar que sea conveniente considerar otras probabilidades de fallo y, por tanto, otros requisitos mínimos de seguridad frente a estos Estados Límite Últimos. En estos casos, dado que las acciones variables predominantes (oleaje y viento) son las debidas al temporal de cálculo, podrá simplificarmente seguirse el proceso específico que se señala en el apartado 4.7-Diques de abrigo.

Conviene destacar, además, otro modo de fallo típico que se refiere a la plastificación local del terreno en el entorno de la punta de las pantallas de confinamiento lateral. Este modo de fallo puede analizarse por el procedimiento de evaluación que se describe en el apartado 4.5.3.5.

Para el cálculo de las deformaciones máximas producidas durante el temporal de cálculo pueden seguirse los procedimientos indicados en el apartado 3.5.7, utilizando los módulos dinámicos descritos en el apartado 3.10. De acuerdo con dicho apartado, debe hacerse también la consideración debida al fenómeno de densificación.

4.8.5.2 Análisis dinámico

El estudio de las plataformas marinas requiere la realización de análisis dinámicos, no sólo para analizar el comportamiento del cimientado sino también, y principalmente, para conocer los esfuerzos en la estructura.

Los modelos dinámicos que representan al conjunto del terreno y la estructura en estos cálculos pueden ser de dos tipos, según la forma en que representen al terreno. La representación del terreno puede realizarse mediante una serie de resortes y amortiguadores colocados en la base del modelo estructural o mediante una discretización más detallada del terreno, representándolo mediante una malla de elementos finitos. En el apartado 3.10.3 se indican algunos detalles sobre la forma de representar el terreno en esos dos tipos de modelos.

Normalmente, ambos modelos suponen que el comportamiento del terreno es elástico y con un amortiguamiento viscoso equivalente que representa la capacidad de disipación de energía del suelo (que lo hace por radiación y por histéresis).

Ambos tipos de modelos, en las condiciones señaladas, conducen a resultados similares en cuanto a acciones sobre el cimientado o esfuerzos en la estructura. Los modelos de muelles y amortiguadores necesitan, en lo que a estudio del cimientado se refiere, unos cálculos posteriores complementarios que permitan estimar las tensiones, en los distintos puntos del terreno, una vez se conocen las acciones globales sobre cada resorte que representa al terreno de cimentación.

Los resultados de los cálculos con estos modelos permiten conocer, en cualquier caso, las tensiones que existen en cada punto del terreno durante el temporal correspondiente a la situación de proyecto que se analiza.

Para conocer el grado de seguridad de la cimentación de la plataforma, las tensiones obtenidas se comparan con las tensiones que provocarían la rotura del suelo. A efectos de facilitar esa comparación y a efectos de simplificar los ensayos de laboratorio correspondientes, la historia de tensiones suele traducirse a una tensión cíclica de valor medio y amplitud constantes, que actuaría un número fijo de ciclos, determinado de manera que produjera un efecto dinámico equivalente. Existen distintos métodos empíricos para hacer esta equivalencia.

De esta forma se tendría una imagen de la proximidad del suelo a la rotura, en cada zona de la cimentación, cuando actúa el temporal de cálculo. Con esta imagen, el ingeniero puede valorar la probabilidad de fallo de la estructura.

Es posible, también, y así se hace cuando el tema es de importancia, utilizar modelos del suelo más complejos, que representen con más detalle el comportamiento dinámico. Con estos modelos, se pueden obtener, sin cálculos o procesos posteriores, el grado de seguridad en cada punto de la cimentación. Esta alternativa está aún en fase de investigación y no es una práctica rutinaria bien establecida.

4.8.6 Cimentaciones profundas

La transmisión de cargas al terreno, en aquellos fondos marinos formados por suelos blandos, debe realizarse mediante pilotes. Dadas las condiciones de ejecución, los pilotes suelen ser hincados y, generalmente, metálicos.

La estabilidad de la obra estará condicionada por el comportamiento de los pilotes. En ese sentido los Estados Límite que pueden presentarse son iguales que los descritos en el apartado 3.6 de esta ROM que es, a estos efectos, de aplicación.

Los estudios asociados a los pilotajes de las plataformas marinas suelen estar relacionados con los temas siguientes:

- ◆ Estudio de la hincada.
- ◆ Carga de hundimiento.
- ◆ Carga de rotura horizontal.
- ◆ Deformabilidad.
- ◆ Esfuerzos en los pilotes.

Los problemas relativos a la estabilidad del fondo (deslizamientos, erosiones y socavaciones) son comunes con la otra tipología de cimentación (la superficial) y han sido considerados en 4.8.4.

4.8.6.1 Estudio de la hincada

La ejecución de las cimentaciones pilotadas es siempre costosa y por ese motivo su estudio detallado, antes de acometer la obra, es un aspecto del máximo interés.

La profundidad a la que puede hincarse un determinado pilote con un determinado equipo de hincada y la capacidad de carga que corresponde a una determinada longitud de hincada son predecibles con las fórmulas dinámicas de hincada y, preferentemente, mediante la ecuación de la onda (ver apartado 3.6.5).

Si se quiere aumentar la longitud hincada que resulta en un caso determinado se puede recurrir a ciertos procedimientos de ayuda a la hinca (lanzas de agua, perforaciones previas, remoción del tapón de tierras en el interior del pilote, etc.).

Si se quiere, con una determinada longitud de hinca, aumentar la capacidad portante del pilote, es posible realizar ciertas operaciones auxiliares (acampanamiento de la zona de punta y relleno posterior de hormigón, inyecciones de lechada de cemento, etc.).

En general, en la tecnología de los pilotes metálicos hincados, existen multitud de procedimientos para conseguir el máximo aprovechamiento conjunto de la capacidad estructural del pilote y del terreno. El ingeniero debe conocerlas y evaluarlas, en cada caso concreto, durante la Fase de los Estudios de proyecto.

4.8.6.2 Carga de hundimiento

La carga de hundimiento de los pilotes (individuales o en grupo) debe estimarse tal como se indica en el apartado 3.6.6 de esta ROM.

La consideración de los efectos dinámicos (cargas rápidas y alternativas) suele conducir a la conclusión de que la capacidad de carga dinámica es prácticamente igual que la estática salvo en algunas circunstancias excepcionales:

- a. Cuando los efectos dinámicos implican la inversión de la carga, esto es, cuando existen pilotes trabajando alternativamente a tracción y compresión.
- b. Cuando la amplitud de la carga dinámica supera a la mitad (aproximadamente) de la resistencia por fuste.

En todos los casos y particularmente en los casos excepcionales citados, el ingeniero comprobará, vía experiencias previas similares o vía ensayos de carga in situ (a veces pueden hacerse en formaciones de terreno similares, en tierra), el posible efecto dinámico en la reducción de la capacidad portante.

4.8.6.3 Carga de rotura horizontal del terreno

La carga de rotura horizontal del terreno puede estimarse con los procedimientos que se indican en el apartado 3.6.8. En general, este problema sólo será crítico en pilotes poco empotrados en el terreno.

El efecto dinámico, en la carga de rotura horizontal, se suele considerar rebajando la línea del fondo a efectos de cálculo (reducción virtual de la longitud de pilote hincada), para tener en cuenta el huelgo que se puede producir en la superficie del fondo entre el pilote y el terreno.

El ingeniero debe consultar experiencias similares o investigar el efecto en ensayos de campo adecuados. Para estimaciones previas y a falta de mejor información, puede suponerse que, en la resistencia horizontal frente a cargas alternativas, la zona de espesor igual a $1,5 D$ (vez y media el diámetro del pilote) próxima a la superficie no colabora en el soporte lateral del pilote más que con su peso.

4.8.6.4 Deformabilidad

El carácter alternativo de las cargas hace que los módulos de reacción del terreno, necesarios para estudiar estados límite de deformaciones y para calcular esfuerzos en los pilotes, puedan ser distintos que los correspondientes a sollicitaciones estáticas.

Normalmente el efecto cíclico de las cargas, tanto axiales como transversales, hace que se produzca una cierta degeneración del terreno y que, por ese efecto, el sistema suelo-pilote resulte más flexible.

La rapidez de las cargas hace que la respuesta del terreno sea más rígida que en los casos de carga lenta.

La combinación de ambos hechos hace que, a efectos de estimaciones previas, los parámetros de deformación que se indican en el apartado 3.6.9 resulten razonables. Las constantes de resorte que pueden representar a los pilotes en los cálculos dinámicos podrían estimarse, en una primera aproximación, con las fórmulas de la estática que se indican en ese apartado.

Para cálculos de detalle y, sobre todo, para situaciones excepcionales, como las definidas en a) y b) del apartado 4.8.6.2, será recomendable realizar pruebas de tiro horizontal específicas.

4.8.6.5 Esfuerzos en los pilotes

El cálculo de esfuerzos en los pilotes es, en general, un problema complejo de interacción suelo-estructura. Para realizar esos cálculos, cada pilote puede ser representado por elementos estructurales sujetos a un soporte rígido mediante muelles y amortiguadores.

Las constantes de resorte que se indican en el apartado 3.6.9 pueden ser de utilidad en esos cálculos. En la literatura técnica, existen buen número de publicaciones que pueden orientar al ingeniero en la elección de los parámetros más adecuados para el tipo de cálculo que pretenda realizar, en el proceso de análisis de los Estados Límite Últimos controlados por la resistencia estructural de los pilotes.

4.9 DRAGADOS Y RELLENOS

Aunque los movimientos de tierras en obras marítimas y portuarias serán objeto de Recomendaciones específicas dentro del Programa ROM, se ha considerado conveniente avanzar en esta ROM 0.5, de carácter geotécnico y objetivos generales, algunas recomendaciones que pueden ser útiles para el proyecto y planificación de dragados y rellenos marítimos o portuarios.

4.9.1 Tipos de dragados

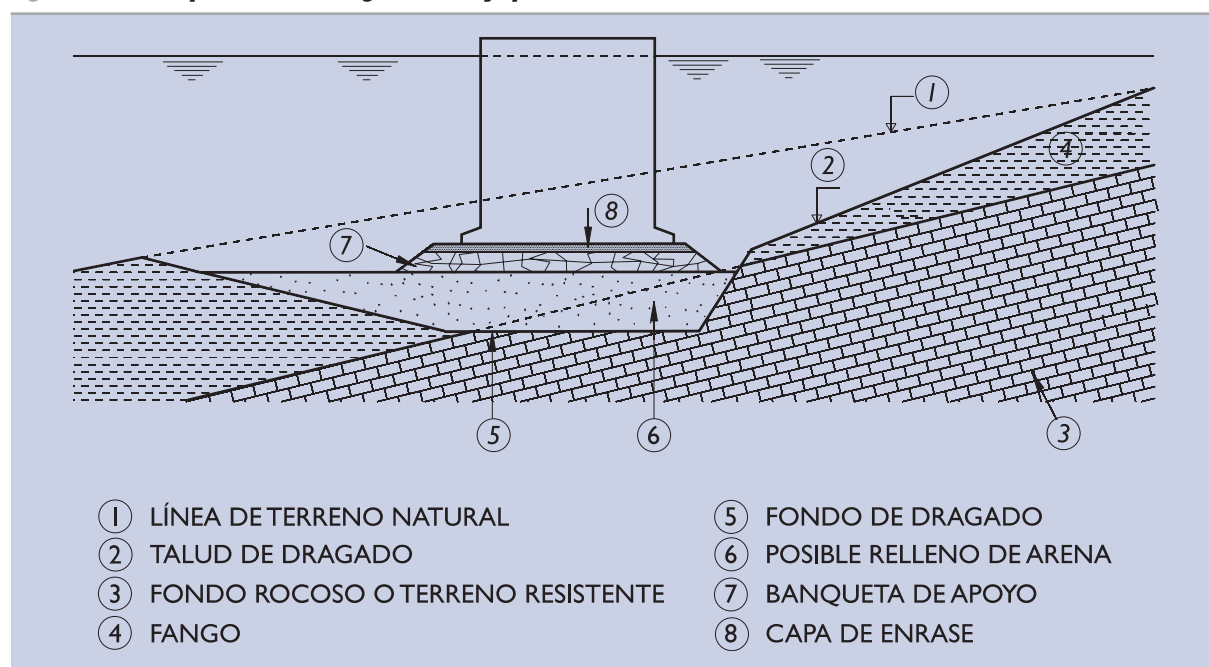
Los dragados, según su objetivo principal, pueden ser de los siguientes tipos:

- ◆ Los que tienen como finalidad aumentar el calado o profundidad en dársenas (o áreas de flotación) y canales de navegación.
- ◆ Los dirigidos a la obtención de materiales de préstamo para rellenos portuarios o costeros y regeneración de playas.
- ◆ Los necesarios en la ejecución de estructuras marítimas con objeto de alcanzar suelos de mejor calidad para su cimentación, eliminando los suelos más blandos, o aquellos dragados que constituyen una fase más en el proceso constructivo, como puede ser la retirada de motas y rellenos provisionales. A estos dragados se les denomina aquí “estructurales”.

A su vez, los dragados de los dos primeros tipos pueden ser de primer establecimiento o de mantenimiento, si bien esta clasificación carece de relevancia desde el punto de vista geotécnico.

También se suelen clasificar los dragados de acuerdo con su extensión. Se denominan “dragados generales” aquéllos que afectan a superficies de grandes dimensiones en cualquier dirección en planta y “dragados en zanja” los que afectan a una franja, de mayor o menor anchura. De este segundo tipo suelen ser los dragados estructurales.

En la Fig. 4.9.1 se indica esquemáticamente una obra con dragado de este último tipo.

Figura 4.9.1. Esquema de un dragado en zanja para sustitución de suelos blandos

Nota: El relleno n° 6 puede estar formado por otros materiales granulares adecuados, escollera o todo-uno de cantera, por ejemplo.

4.9.2 Información geotécnica

4.9.2.1 Reconocimiento del terreno

Antes de proyectar cualquier obra de dragado, es necesario disponer de información geotécnica adecuada del material a dragar. Parte de esta información es determinante para la propia operación de dragado, ya que permite la selección del equipo de dragado más adecuado, estimando los rendimientos del mismo y las posibles sobreexcavaciones.

El conocimiento de las características del terreno que se va a dragar es también fundamental para:

- ◆ Estudiar las posibles afecciones al medio ambiente, particularmente, posibles efectos contaminantes.
- ◆ Analizar la posibilidad de utilización de los materiales en rellenos portuarios y regeneración de playas.
- ◆ Estudiar la estabilidad de taludes en canales de navegación y dársenas y la posibilidad de afectar a estructuras próximas ya construidas.
- ◆ Selección del lugar de vertido y sus efectos.

Normalmente, la campaña de reconocimientos de los fondos a dragar se realizará de modo conjunto para investigar todos los parámetros de interés que intervienen en el análisis de los distintos temas.

Para estudiar la estabilidad de los taludes y, sobre todo, para estimar el espesor del suelo a dragar en cimentaciones, es preciso conocer la estratificación del fondo, analizando cada nivel, incluso por debajo de la cota de dragado inicialmente prevista, al menos hasta alcanzar una profundidad doble de ésta.

Aunque los sondeos en el mar son más costosos que en tierra, no conviene reducir su número sin tener el convencimiento de que las posibles faltas de homogeneidad del suelo han sido detectadas.

En general, de los distintos suelos que existan, interesa conocer su granulometría y sus límites de Atterberg (si son arenosos tales límites serán nulos), su densidad y humedad y su resistencia. Esta se puede estimar indi-

rectamente mediante ensayos SPT en arenas. En arcillas interesa conocer su resistencia al corte sin drenaje, bien sea mediante ensayos in situ (molinete, presiómetro o penetración estática) o mediante ensayos de laboratorio, y su resistencia a largo plazo (mediante ensayos triaxiales).

Cuando se trata de dragar rocas, interesa conocer la naturaleza de éstas, su posible estratificación y grado de alteración y diaclasamiento. La resistencia a compresión de los fragmentos rocosos que puedan obtenerse mediante sondeos es un índice útil en el proyecto del sistema de dragado.

La descripción de estos y otros ensayos y métodos de reconocimiento, así como las recomendaciones sobre su aplicación, pueden verse en la Parte 2 de esta ROM 0.5.

4.9.2.2 Clasificación de los terrenos a dragar

SUELOS

Los suelos que hayan de ser objeto del dragado deben ser descritos con precisión. Para realizar esa descripción, es recomendable utilizar el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, bien difundido en la práctica de la geotecnia.

Cada suelo se describirá con un nombre, que será el correspondiente al constituyente principal (bolos, gravas, arenas, limos o arcillas). A ese nombre se le añadirán adjetivos que se refieren a:

- ◆ Granulometría. Indicando el contenido de otros componentes. Arcilla limosa, por ejemplo.
- ◆ Naturaleza de los granos y su forma, en los suelos granulares. Arenas silíceas redondeadas o arenas conchíferas angulosas, por ejemplo
- ◆ Compacidad o consistencia. A este respecto se pueden utilizar términos tales como “arenas flojas”, “arcillas limosas firmes”, etc. Cuando se utilizan estas expresiones ha de tenerse presente que, en la práctica habitual, pueden tener un significado ambiguo. A efectos de dar cierta uniformidad al significado de estos términos se recomienda utilizar la Tabla 4.9.1 donde estos calificativos quedan cuantificados.

Tabla 4.9.1. Calificación de los suelos a dragar por su compacidad o consistencia ⁽⁹⁾

Suelos Granulares

Compacidad de arenas	Índice N del SPT
Muy flojas	< 4
Flojas	4-10
Medianamente densas	10-30
Densas	30-50
Muy densas	> 50

Suelos Cohesivos

Consistencia de la arcillas		Resistencia al corte sin drenaje (kN/m ²)
Muy blanda	Al apretarla se escurre entre los dedos fácilmente	< 20
Blanda	Fácil de moldear a mano	20-40
Firme	Requiere un esfuerzo importante para moldearla a mano	40-75
Rígida	No se puede moldear a mano. Se puede rayar con la uña	75-150
Dura	Dura, se puede rayar difícilmente con la uña	> 150

(9) Extraído de las recomendaciones del PIANC. Suplemento al boletín n° 47 (1984).

- ◆ Olor y color. En ocasiones interesan como índices para distinguir distintos niveles del suelo. El olor puede servir para diferenciar los suelos orgánicos.
- ◆ Otros aspectos de interés, tales como posible cementación, posible fisuración, etc.

Estos datos cualitativos, utilizados en memorias u otros elementos de proyecto, deben estar avalados por los ensayos de laboratorio adecuados, tal como se indica en la Parte 2 de esta ROM.

ROCAS

Las rocas que hayan de ser dragadas deben ser descritas indicando, primero, su naturaleza. No suelen existir problemas derivados de una posible falta de precisión en el “nombre” que se le asigne a una determinada roca siempre que sus características queden bien descritas.

Los nombres a asignar a las rocas deben estar de acuerdo con su naturaleza. En la Parte 2 de esta ROM (Tabla 2.4.I) se indican algunos nombres usuales que pueden utilizarse.

La descripción del estado de alteración y de diaclasamiento de las rocas es un dato de interés excepcional. Después de reconocer la roca, en sus diferentes niveles u horizontales, y después de ensayarlos en laboratorio para determinar sus propiedades, se pueden utilizar ciertos adjetivos para calificar su grado de alteración, la resistencia de los fragmentos sanos y el grado de fracturación. El ingeniero puede utilizar los términos que le resulten más convenientes, aclarando, siempre, con referencias cuantitativas su significado.

A estos efectos, se recomienda la utilización de las Tablas 4.9.2, 4.9.3, 4.9.4 y 4.9.5.

Tabla 4.9.2. Terminología a utilizar para definir el grado de alteración de las rocas

Clase	Descripción	Símbolo	Masa alterada	Características
I	Sana, fresca	F	0	Compacta
II	Ligeramente meteorizada	SW	< 10%	Juntas alteradas
III	Algo meteorizada	MW	10-50%	No friable
IV	Muy meteorizada	HW	50-90%	Friable
V	Completamente meteorizada	FW	> 90%	Muy friable

Tabla 4.9.3. Terminología a utilizar en la descripción de la resistencia de la roca matriz ⁽⁹⁾

Término	Resistencia a compresión simple (MN/m ²)
Muy débil	< 1,25
Débil	1,25 a 5
Moderadamente débil	5 a 12,5
Moderadamente resistente	12,5 a 50
Resistente	50 a 100
Muy resistente	100 a 200
Extremadamente resistente	> 200

(9) Extraído de las recomendaciones del PIANC. Suplemento al boletín n° 47 (1984).

Tabla 4.9.4. Criterios de descripción objetiva del estado de fracturación de la roca ⁽⁹⁾

Concepto	Explicación
Testificación del sondeo	El estado de la roca “in situ” es muy importante y por ese motivo es esencial que se especifique el método de perforación utilizado y su diámetro. Además, para describir la integridad de la roca, se pueden utilizar varios criterios que definan el estado de fracturación de los testigos de roca; tales como la recuperación total de testigo, recuperación de testigos íntegros, diagrama de fracturación e índice RQD (Rock Quality Designation). Todos ellos deben incluirse en la columna litológica del sondeo.
Recuperación total de testigo	Se define como la longitud de la cantidad total de testigo recuperado, expresado en tanto por ciento de la longitud de la maniobra.
Recuperación de testigos íntegros	Se define como la longitud de testigo recuperada como cilindros de roca, expresada en tanto por ciento de la longitud de la maniobra.
Diagrama de fracturación	Expresa el número de fracturas naturales existentes en una longitud arbitraria de sondeo, por ejemplo el número de fracturas naturales por metro lineal de sondeo.
Índice RQD	(Rock Quality Designation) es una medida cuantitativa del estado de fracturación de la roca. El RQD es la suma de las longitudes de todos los trozos del testigo (de 100 mm o más largos) medidas a lo largo del eje del testigo y expresada como tanto por ciento del testigo perforado.

Tabla 4.9.5. Clasificación de macizos rocosos según el valor del índice RQD

RQD (%)	Calidad del macizo
90-100	Excelente
75-90	Muy buena
50-75	Buena
25-50	Regular
10-25	Mala

4.9.3 Taludes de dragado

La estabilidad de los taludes de dragado debe analizarse siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.8 y 3.10 de esta ROM.

Las operaciones de dragado son, sin embargo, específicas y requieren algunas consideraciones especiales a tener en cuenta, respecto a los procedimientos generales de cálculo que allí se indican.

En el momento del dragado, la acción de la draga sobre el terreno, sobre todo cuando se trata de grandes dragas de succión, es violenta. En los suelos blandos (sean arenosos o arcillosos) suele generar excesos de presión intersticial transitorios que hacen que la estabilidad en condiciones no drenadas pueda ser crítica.

Las arenas densas y las arcillas firmes, sin embargo, suelen soportar mejor la acción de las dragas. Su estabilidad está condicionada, en general, por las condiciones drenadas.

SUELOS COHESIVOS

Los cálculos de estabilidad en condiciones no drenadas deben realizarse, en los suelos cohesivos, suponiendo un ángulo de rozamiento virtual nulo, una cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje y un peso específico igual al peso específico sumergido, esto es:

(9) Extraído de las recomendaciones del PIANC. Suplemento al boletín n° 47 (1984).

$$\begin{array}{lcl} \text{Condiciones no drenadas:} & \phi_{\text{cálculo}} & = 0 \\ & c_{\text{cálculo}} & = s_u \\ & \gamma_{\text{cálculo}} & = \gamma' \end{array}$$

En los cálculos en condiciones no drenadas no se tendrán en cuenta los posibles efectos de las presiones intersticiales generadas por la actuación de la draga. Para tomar en consideración, en su caso, las presiones intersticiales generadas en dicho tipo de suelo por la acción del oleaje y demás oscilaciones del mar, se dan recomendaciones en los apartados 3.4.5, 3.4.11 y 3.10 de esta Recomendación.

A largo plazo, una vez el suelo cohesivo se haya acomodado al nuevo estado tensional, se debe comprobar la estabilidad mediante cálculos con parámetros de resistencia deducidos de ensayos triaxiales tipo CD o CU con medida y descuento de las presiones intersticiales (u otros ensayos equivalentes, según se indica en la Parte 2 de esta ROM). Esto es:

$$\begin{array}{lcl} \text{Condiciones drenadas:} & \phi_{\text{cálculo}} & = \phi \\ & c_{\text{cálculo}} & = c \\ & \gamma_{\text{cálculo}} & = \gamma' \end{array}$$

En los cálculos en condiciones drenadas y en zonas donde pudiera existir un gradiente de filtración del agua intersticial del interior del talud hacia el exterior (por ejemplo, taludes en zonas intermareales en marea baja), se incluirán en los cálculos los posibles excesos de presión intersticial en el terreno respecto al borde libre del talud.

Se admite, como simplificación del lado de la seguridad y para tener en cuenta este efecto, multiplicar por un medio la tangente del ángulo de rozamiento para obtener la tangente del ángulo de rozamiento virtual equivalente con el que se realizaría el cálculo. Esto es:

$$\text{tg}\phi_{\text{cálculo}} = \frac{1}{2} \text{tg}\phi$$

SUELOS GRANULARES

La susceptibilidad a la acción de la draga de las arenas finas poco densas hace que los métodos de cálculo de la estabilidad de taludes no sean aplicables para analizar su comportamiento en condiciones no drenadas. Únicamente la observación del comportamiento en las primeras fases del dragado o experiencias previas puede permitir la estimación aproximada de los taludes convenientes.

Para tomar en consideración, en su caso, las presiones intersticiales generadas en dicho tipo de suelo por la acción del oleaje y demás oscilaciones del mar se dan recomendaciones en los apartados 3.4.5, 3.4.11 y 3.10.3 de esta Recomendación.

En arenas más densas y menos finas sólo es necesario comprobar la condición de estabilidad teórica en condiciones drenadas.

Si el talud está en una zona con movimientos de agua importantes, que generen un flujo de agua intersticial del interior al exterior del talud, se tendrán en cuenta los posibles excesos de presión intersticial entre el terreno y el agua libre junto al talud.

En estos casos en que el talud está afectado por el movimiento del agua, se admite, como simplificación del lado de la seguridad, dividir por 2 la tangente del ángulo de rozamiento para obtener la tangente del ángulo de rozamiento virtual equivalente con el que se deben realizar los cálculos. Esto es:

$$\text{tg}\phi_{\text{cálculo}} = \frac{1}{2} \text{tg}\phi$$

Si el talud está situado en una zona afectada por la acción del oleaje también deberán tomarse en consideración en los cálculos en condiciones drenadas las presiones intersticiales de filtración generadas por dicha acción, de acuerdo con lo dispuesto en los apartados 3.4.5, 3.4.11 y 3.10.3 de esta ROM.

ROCAS

La estabilidad de taludes de dragado en roca puede analizarse por los procedimientos generales que se indican en 3.8.5. Los cálculos deben realizarse con los pesos sumergidos.

En aquellos casos en los que las diaclasas de las rocas estén abiertas, se deben considerar los posibles excesos de presión intersticial sobre el valor de la presión del agua en el paramento del talud. A falta de estudios más detallados, el efecto del movimiento del agua del interior del talud hacia el exterior puede considerarse indirectamente, reduciendo la tangente del ángulo de rozamiento en las diaclasas de la roca con un coeficiente comprendido entre 0,5 y 0,8. Esta reducción será tanto mayor cuanto más permeable sea el sistema de diaclasas de la roca y cuanto mayor sea el movimiento del mar en el entorno del talud.

TALUDES DE DRAGADO USUALES

En la práctica, las inclinaciones de los taludes de dragado con la horizontal, con los que se suelen proyectar los dragados, se indican en la Tabla 4.9.6.

Tabla 4.9.6. Taludes de dragado usuales (H/V)

Tipo de terreno	Aguas tranquilas	Zonas con movimiento de agua del interior al exterior en talud
Fangos	20 a 6	20 a 10
Arenas finas flojas	6 a 4	10 a 6
Arenas gruesas	4 a 3	6 a 4
Arenas arcillosas	3 a 2	4 a 3
Arcillas de consistencia firme	2 a 1	3 a 1,33
Arcillas duras	1 a 0,5	1,33 a 0,5
Rocas ⁽¹⁰⁾	0,5 a 0,1	0,5 a 0,1

COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS FRENTE A LA PÉRDIDA DE LA ESTABILIDAD

En cualquier caso, se deberá verificar la seguridad de los taludes de dragado frente a la pérdida de estabilidad en todas las situaciones de proyecto. Los coeficientes de seguridad mínimos exigibles deberán fijarse oportunamente en las bases de proyecto de cada obra en cuestión, en función de la importancia de la obra y de las consecuencias del fallo.

Si se utilizan los procedimientos de cálculo establecidos en el apartado 3.8 se considera aceptable que, en obras de ISA no significativo, se admitan como coeficientes de seguridad mínimos los incluidos en la Tabla 4.9.7. Como se ha indicado en el procedimiento general establecido en dicha Recomendación, dichos coeficientes están asociados a probabilidades de fallo del orden de 10^{-2} .

(10) En las rocas sedimentarias alteradas con buzamiento desfavorable, puede ser conveniente un talud de dragado más suave, siguiendo la estratificación.

RELLENOS ESTRUCTURALES

Se denominan como tales, en esta ROM, aquellos rellenos que estén próximos a las estructuras y cuyas características jueguen un papel importante en la estabilidad o deformación de la estructura.

Los rellenos estructurales pueden colocarse en obra o bien en seco o bien sumergidos. Se pueden colocar rellenos en seco siempre que se esté por encima del nivel del mar o a mayores profundidades, rebajando artificialmente el nivel del agua en el lugar de colocación.

RELLENOS GENERALES

Se entienden como rellenos generales aquéllos que se utilicen en las zonas marítimas y portuarias que no tengan una misión estructural aparte de servir como soporte de la coronación (generalmente formada por un relleno compactado en seco) sobre la que se construye el pavimento.

Normalmente los rellenos generales se ejecutarán sumergidos, aunque en ocasiones, con medidas artificiales de rebajamiento del nivel freático, será posible construir parte de algunos rellenos generales en seco.

VACIADEROS Y VERTEDEROS

Los vertederos (o vaciaderos) son las zonas de relleno donde se vacían los productos de excavación sobrantes no utilizables en otras zonas del puerto.

4.9.5 Características de los rellenos

4.9.5.1 Rellenos sumergidos de vertido directo

Los rellenos sumergidos, realizados mediante vertido directo de productos controlados en origen, tienen igual composición granulométrica y plasticidad (esta última en caso de suelos arcillosos) que la que se deduce de los ensayos de control en origen, cuando el transporte es por vía seca (camiones, cintas transportadoras, etc). Su densidad y su estructura, sin embargo, sólo pueden conocerse mediante ensayos “a posteriori”. El proceso de colocación se podría simular en laboratorio.

Las características geotécnicas que pueden esperarse en los rellenos sumergidos de vertido directo son las que se comentan a continuación. En la Tabla 4.9.8 se indican unos valores medios típicos.

MATERIALES GRANULARES LIMPIOS

Los rellenos granulares cuyo contenido en finos, después de la colocación, sea inferior al 10% (aproximadamente) se compactan por su propio peso hasta densidades relativas del orden del 50%.

Las características de resistencia, deformabilidad y permeabilidad pueden conocerse mediante ensayos de laboratorio con muestras, de la misma granulometría, preparadas con las densidades relativas que se esperan obtener en obra.

Los rellenos de arenas finas son sensibles a las vibraciones y pueden licuarse durante los sismos. Ver apartado 3.10.

Las características de los rellenos granulares sumergidos pueden mejorarse por distintos procedimientos. Ver apartado 3.9.

Tabla 4.9.8. Valores típicos de algunas propiedades en rellenos sumergidos recién vertidos

Tipo de material	Peso específico seco γ_d (kN/m³)	Resistencia al corte			Módulo de deformación $E_2^{(1)}$ (MN/m²)
		Sin drenaje	Con drenaje		
		s_u (kN/m²)	c (kN/m²)	ϕ (°)	
Escolleras	17	—	—	40 ⁽²⁾	30
Todo-uno de cantera	18	—	—	40 ⁽²⁾	30
Gravas arenosas	18	—	—	35	30
Arenas limpias	16	—	—	30	20
Arenas limosas	12	—	—	20	10
Limos (fangos)	8	10	0	6 ⁽³⁾	1 ⁽⁴⁾
Arcillas de baja plasticidad	8	10	0	6 ⁽³⁾	1 ⁽⁴⁾
Arcillas de alta plasticidad	8	10	0	6 ⁽³⁾	1 ⁽⁴⁾

(1) Módulo de descarga-recarga correspondiente a pequeños cambios de carga.

(2) El ángulo de rozamiento de las escolleras y todo-uno de cantera puede disminuir al aumentar la presión de confinamiento. Ver apartado 4.7.2.2.

(3) Ángulo de rozamiento aparente para cálculos de estabilidad a largo plazo considerando el estado de subconsolidación.

(4) La compresibilidad, en estos casos, se mide mejor con el índice de compresión, C_c . Ver apartado 2.2.10.2.

MATERIALES GRANULARES SUCIOS

Las arenas limosas (con más del 10% de finos, aproximadamente) y los limos suelen dar lugar a rellenos sumergidos de muy baja densidad. La consolidación bajo su propio peso puede ser lenta.

Las características de resistencia, permeabilidad y deformabilidad pueden investigarse en el laboratorio con muestras preparadas mediante sedimentación con materiales de igual granulometría que la del relleno que se estudia.

Normalmente no son aptos para soportar cimentaciones directas de cierta importancia, salvo que sean sometidos a un tratamiento previo de mejora.

Estos rellenos también pueden ser susceptibles a las vibraciones y pueden sufrir licuefacción. Su mejora mediante técnicas de tratamiento puede ser interesante en algunos casos. Estos aspectos se contemplan en los apartados 3.9 y 3.10 de esta ROM.

MATERIALES COHESIVOS

Los materiales cohesivos blandos dan lugar a rellenos de una densidad muy baja, de compresibilidad muy elevada y de difícil mejora mediante tratamientos artificiales, dada su escasa permeabilidad.

Los terrones de arcilla vertidos directamente al agua pueden dar lugar a una estructura muy abierta. Con el paso del tiempo y a medida que se van deshaciendo los terrones, se va reduciendo el volumen de los huecos y se van generando, en consecuencia, asientos importantes.

4.9.5.2 Rellenos hidráulicos

Los rellenos hidráulicos son aquellos que se colocan en obra mediante un proceso de sedimentación de partículas sólidas contenidas en un efluente que procede de un dragado en un recinto cerrado y relativamente estanco. Dicho efluente se caracteriza principalmente por su caudal y por el contenido de sólidos en suspensión.

Las características de los rellenos hidráulicos dependen de la naturaleza del material que queda en el relleno tras el proceso de excavación, transporte y sedimentación.

Los rellenos hidráulicos tienen unas características que pueden ser muy distintas de las correspondientes a las de los materiales de préstamo en origen. Las arenas pierden sus finos tanto en las operaciones de dragado como en las del transporte (si hay alguna manipulación intermedia) y, sobre todo, en el proceso de sedimentación, cuando ésta se hace sobre grandes áreas.

Es sabido que junto a las zonas de vertido, cuando el transporte se hace por tubería, se segregan los suelos más gruesos, mientras que las partículas finas tardan más en depositarse e incluso pueden ser arrastradas por el caudal efluente. Por ese motivo, conviene disponer los puntos de vertido en las zonas donde interesa una mayor calidad de relleno.

Manejando debidamente las operaciones de dragado y relleno, es posible conseguir buenos rellenos de arenas limpias con préstamos de arenas limosas. El proceso de lavado de finos se puede controlar a costa de una serie de trabajos de control en origen y destino, con toma de muestras continuas tanto en el préstamo como en el relleno.

Los productos de dragados en suelos arcillosos, transportados por tubería y vertidos, dan lugar a rellenos en los que parte de los terrones de arcillas aún están sin deshacer y que, debido al transporte, tienen formas redondeadas. El relleno resultante es de escasa resistencia y alta compresibilidad.

4.9.5.3 Rellenos en seco

Los rellenos realizados en seco con productos controlados tienen, después de colocarlos en obra, las mismas características granulométricas y de plasticidad (o muy similares) que las que se deducen del control en origen. Para conocer las características finales de estos rellenos se puede, por lo tanto, analizar con antelación los préstamos del material, mediante ensayos oportunos, con muestras compactadas en el laboratorio con energías específicas similares a las que se piensa utilizar en obra.

Las características típicas que pueden esperarse de los rellenos compactados en seco se ilustran en la Tabla 4.9.9. El conocimiento más ajustado de sus propiedades debe investigarse vía ensayos de laboratorio y mediante ensayos de campo como los indicados en la Parte 2 de esta ROM.

Tabla 4.9.9. Valores típicos para algunas propiedades de rellenos compactados en seco

Tipo de material	Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	Resistencia al corte			Módulo de deformación $E_2^{(1)}$ (MN/m ²)
		Sin drenaje	Con drenaje		
		s_u (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	
Todo-uno de cantera	23	—	0	50	200
Gravas arenosas	21	—	0	45	150
Arenas limpias	19	—	0	35	50
Arenas limosas ⁽²⁾	18	—	10	32	40
Limos ⁽³⁾	14	40	20	28	20
Arcillas de baja plasticidad	16	200	20	25	20
Arcillas de alta plasticidad	13	100	20	20	10

(1) Módulo de recarga de ensayos de placa de carga de 30 cm de diámetro.

(2) Con más del 10% de contenido en finos.

(3) Los limos, compactados en seco, pueden colapsar (asentar sin variar la carga vertical) al saturarse.

4.9.6 Consolidación de los rellenos

Los rellenos de las obras marítimas y portuarias pueden utilizarse con el grado de consolidación natural que resulte tras su puesta en obra. El ingeniero debe estudiar, sin embargo, la posibilidad de mejorar sus características ya que, en algunas ocasiones, puede resultar conveniente.

Los rellenos generales pueden ser causa de asientos importantes y afectar a los pavimentos que se construyen sobre ellos. Antes de construir un pavimento debe estimarse el asiento máximo que éste ha de soportar y si tal asiento es elevado (ver ROM 4.1- Pavimentos Portuarios) será preceptivo tomar alguna medida preventiva.

En este apartado se indican algunos criterios que pueden ayudar al ingeniero en la estimación del asiento de los pavimentos.

4.9.6.1 Asiento de los rellenos generales

El asiento de la superficie de los rellenos será, en general, debido a dos sumandos:

- ◆ La compresibilidad de los terrenos naturales sobre los que construye el relleno.
- ◆ La compresibilidad del propio relleno.

En ambos casos, el asiento es producido por el peso del suelo natural (que, en ocasiones, está aún con un proceso de consolidación en marcha antes de colocar el relleno), el peso del propio relleno, el de la coronación del relleno y del posible pavimento, así como por el efecto de las cargas de explotación sobre el pavimento.

El rebajamiento natural o artificial del nivel freático puede ser causa de asientos adicionales.

La estimación de los asientos y de su evolución es un problema teórico que el ingeniero debe plantear y resolver con la ayuda de ensayos de laboratorio, preferentemente ensayos edométricos, realizados con muestras inalteradas de los materiales compresibles. La compresibilidad y permeabilidad de las arenas finas, y otros materiales de difícil muestreo, puede estimarse indirectamente mediante otros ensayos adecuados. En la Parte 2 de esta ROM se dan indicaciones sobre los tipos de reconocimientos y ensayos que se pueden realizar para conocer estas propiedades.

En casos de rellenos heterogéneos o de difícil muestreo, el ingeniero puede ayudarse, en esta estimación de asientos, con ensayos o pruebas de campo como la que se describe a continuación. Ello no evitará la estimación teórica basada en ensayos de laboratorio, antes indicada.

4.9.6.2 Procedimiento de observación

El método que se propone en este apartado está fundado en la hipótesis básica de que los asientos evolucionan a largo plazo según leyes temporales de tipo logarítmico. De ese tipo es la ley más conocida de la consolidación unidimensional para grados de consolidación avanzados y de ese tipo son las leyes usualmente empleadas para interpretar los procesos de consolidación secundaria.

El método consiste en auscultar la zona, observarla durante cierto tiempo y después cargarla en un área aproximadamente circular, cuyo diámetro en planta sea al menos tres veces mayor que el espesor de suelos cuya compresión pueda causar asientos. La intensidad de la carga (altura de tierras) debe ser tal que produzca en el terreno la misma presión que el resto del relleno que falte por colocar, más la del pavimento y su futura carga de uso.

A estos efectos la carga de uso se debe traducir a una carga permanente equivalente. Esta carga puede aproximarse por el valor de combinación cuasi-permanente.

La observación de los asientos puede hacerse mediante nivelación periódica de referencias que asienten con el relleno, tales como placas de asiento ligeramente enterradas.

Las bases fijas de observación deben apoyarse en terreno firme. A estos efectos puede ser necesario colocar referencias ancladas a suficiente profundidad dentro de perforaciones entubadas que alcancen un terreno firme.

Es conveniente también colocar piezómetros puntuales (neumáticos o, preferiblemente, de cuerda vibrante) para poder observar las variaciones de presión intersticial a distintas profundidades y en distintas localizaciones en planta, bajo la carga que se va a aplicar.

a. Observación previa a colocar la sobrecarga de prueba

La observación previa de la consolidación natural existente es conveniente para saber si existe algún movimiento anterior a la colocación de las tierras necesarias para realizar la prueba.

La observación de la zona, antes de colocar la sobrecarga de prueba, debe prolongarse el tiempo suficiente para permitir la determinación de la velocidad de los asientos naturales del relleno, sin sobrecarga alguna.

Si la velocidad de asientos es inapreciable (menor que 2 mm/año, aproximadamente), se interpretará que el relleno no está sufriendo asientos naturales y se dará por concluida la observación, pasando a colocar la sobrecarga.

b. Colocación de la sobrecarga de prueba

La colocación de la sobrecarga hará asentar las referencias de nivelación previamente colocadas y permitirá ir tomando datos de asientos en distintas campañas de nivelación.

Los asientos de los distintos puntos de observación permitirán estimar un asiento máximo asignable a la zona central de la prueba correspondiente a cada campaña de lectura.

El asiento de la zona central de la prueba, obtenido en cada campaña de lectura, permitirá calcular, en varios momentos, la velocidad del asiento debido a la carga añadida. Para ello es necesario que a las velocidades medidas se les reste la velocidad de asiento natural, v_0 , que se hubiera observado antes de colocar la carga.

Con estos datos se dibujará un diagrama, con los datos de tiempo en el eje X y los datos de la inversa de la velocidad de asientos en el eje Y. En la Fig. 4.9.3 se indica esquemáticamente este dibujo.

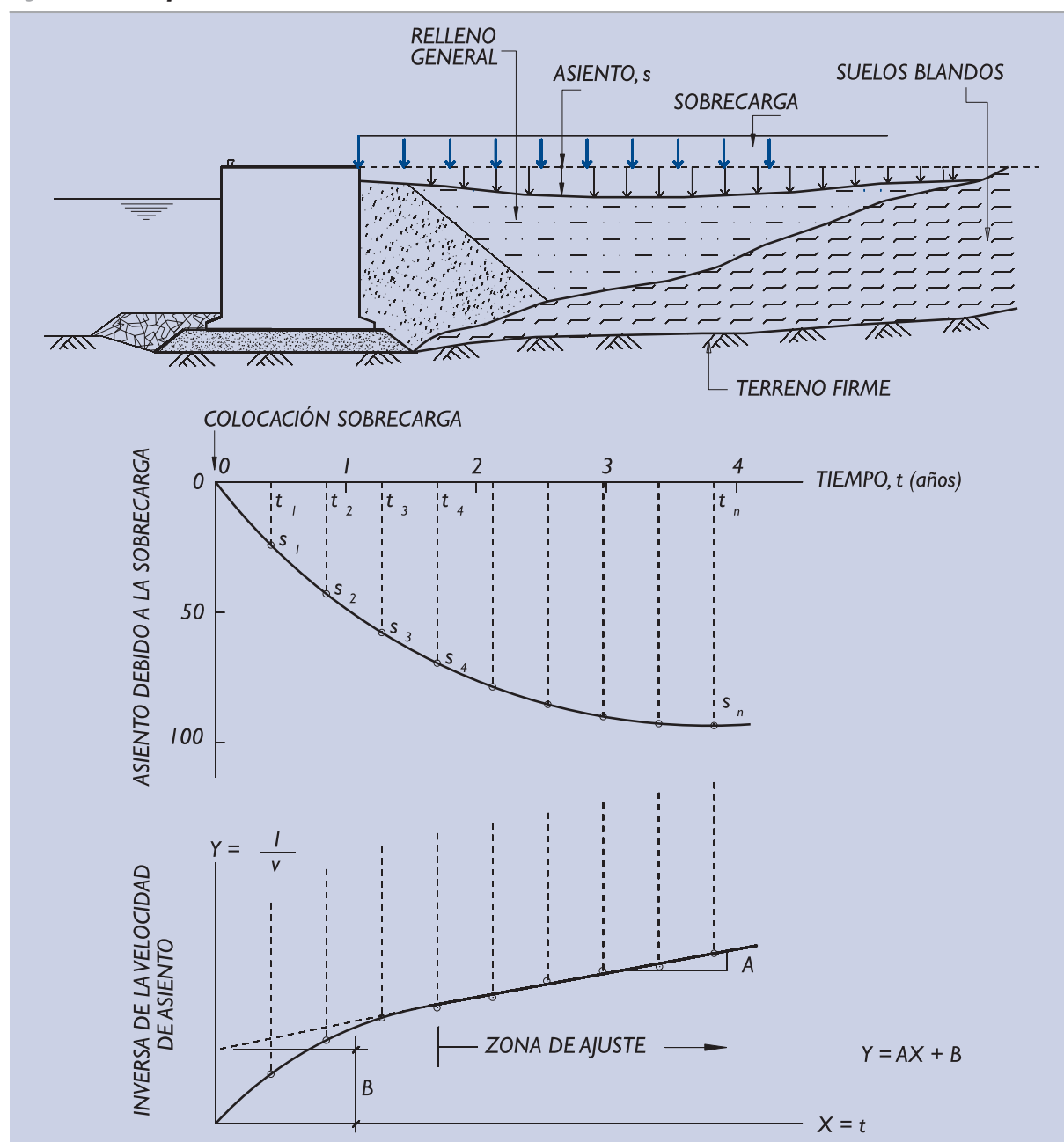
La forma de esta curva permitirá identificar una zona recta para tiempos altos. Ello puede requerir la prolongación del período de observación; de otra forma podría llegarse a conclusiones pesimistas.

Eliminando los primeros datos, esto es, los que más se desvían de la ley de evolución lineal de Y con X, se debe definir (con el método de los mínimos cuadrados, por ejemplo) una recta que se ajuste a las observaciones y así obtener los parámetros A y B que permitirán extrapolar los asientos observados.

La observación de la evolución de los piezómetros permitirá comprobar, además, que, antes de dar por concluida la prueba, los excesos de presión intersticial que pudiera haber generado la carga de prueba ya se han disipado (los excesos de presión sobre la correspondiente al nivel freático estacionario deben ser inferiores al 10% de la carga de prueba aplicada, aproximadamente).

Si los piezómetros indican que los excesos de presión intersticial son aún altos cuando se concluye la prueba, debe utilizarse otro procedimiento de interpretación. El que aquí se indica puede conducir a conclusiones pesimistas.

Figura 4.9.3. Esquema del asiento de los rellenos



c. Asientos del pavimento

Una vez concluida la prueba y analizados los datos como se indica en los apartados precedentes, se puede estimar el asiento que experimentaría el posible pavimento construido sobre el relleno en estudio.

El asiento del pavimento se puede suponer definido por la ley:

$$s(t) = s_f + v_o(t - t_f) + \frac{I}{A} \ln \frac{At + B}{At_f + B}, \quad (t > t_f)$$

donde:

- A y B = parámetros de ajuste obtenidos al interpretar los asientos provocados por la sobrecarga.
- t = tiempo transcurrido desde la construcción del pavimento.
- s_f = asiento obtenido al final de la prueba de carga.
- v_o = velocidad de asiento observada antes de colocar la sobrecarga de prueba.
- t_f = duración de la prueba de carga.

Como quiera que este procedimiento se basa en una extrapolación de los asientos observados, el resultado obtenido será tanto más preciso cuanto mayor sea el tiempo de duración de la prueba.

4.9.7 Otras recomendaciones

En este apartado se indican una serie de recomendaciones que no tienen carácter exhaustivo. El ingeniero debe considerarlas al programar las actividades de movimiento de tierras, en su proyecto.

4.9.7.1 Selección de rellenos

Los rellenos a utilizar en las zonas portuarias han de seleccionarse en función de la misión que hayan de cumplir. Se debe considerar, especialmente, la posible utilización de productos de excavación sobrantes.

La obtención de préstamos arenosos de fondos marinos puede ofrecer ventajas sobre otros préstamos terrestres equivalentes. Entre otras, el menor impacto visual y evitar expropiaciones u ocupaciones que pueden ser problemáticas. Dada la influencia que tiene el procedimiento de dragado, transporte y vertidos en la calidad del relleno resultante, se deberán tener en cuenta estas influencias a la hora de proyectar la explotación de un préstamo del fondo marino.

En los párrafos que siguen se dan algunas ideas sobre las calidades que deben tener los distintos tipos de relleno.

RELLENOS ESTRUCTURALES SUMERGIDOS

La compactación bajo el agua de los rellenos que no sean granulares es difícil. Los rellenos granulares, sin embargo, se compactan con su propio peso hasta densidades relativas del orden del 50% y además pueden ser compactados posteriormente mediante alguno de los procedimientos indicados en 3.9, si se requiriese.

El empuje contra las estructuras de contención de los materiales de relleno estructurales será tanto menor cuanto mayor sea el ángulo de rozamiento del suelo y cuanto mayor sea su permeabilidad. Por ese motivo, se recomienda que los rellenos estructurales estén formados siempre por materiales granulares, preferentemente gravas arenosas o todo-uno de cantera.

Salvo una justificación, basada en ensayos adecuados, se entenderá, a estos efectos, que un material es granular cuando su contenido en finos (tamiz 0,008 UNE) sea inferior al 10%. En el caso de escollera o “todo-uno” de cantera, en los que buena parte del peso está en tamaños superiores a una pulgada (25 mm), se entenderá que el 10% de finos mencionado se refiere precisamente al peso de la fracción que pasa por el tamiz de una pulgada.

En caso de utilizarse, con alguna misión estructural, rellenos sumergidos de carácter no granular, se deberá estudiar detalladamente su resistencia mediante ensayos de laboratorio adecuados. De otra forma la predicción de esta resistencia ha de ser claramente conservadora.

RELLENOS COMPACTADOS EN SECO

El material a utilizar en los rellenos estructurales compactados puede ser de cualquier naturaleza aunque deben excluirse:

- ◆ Materiales que contengan cantidades importantes de materia orgánica. Más del 2% en peso se considera ya excesivo.
- ◆ Materiales que contengan rocas evolutivas, especialmente los materiales yesíferos.
- ◆ Ciertas escorias que puedan presentar carácter expansivo.
- ◆ Suelos arcillosos de alta plasticidad.
- ◆ Residuos urbanos (cascotes, vidrios, etc.) difícilmente compactables.
- ◆ Suelos contaminados con sustancias que puedan dañar al medio ambiente.

RELLENOS GENERALES SUMERGIDOS

Los rellenos generales se ejecutarán normalmente sumergidos, de manera que no sufran más proceso de compactación que el debido a su propio peso.

Si el material de aportación es granular, el relleno resultante puede ser de cierta calidad, de otra forma resultará un relleno poco resistente y muy compresible.

4.9.7.2 Precauciones en la realización de dragados

En los dragados en zanja que tengan por objeto una mejora de la cimentación, es muy importante que se cuide la limpieza de los fondos de éstas, no dejándose residuos procedentes del propio dragado. En aquellos casos en los cuales las zanjas están situadas en lugares con aterramientos o aportes continuados de fangos, conviene realizar un dragado de limpieza, inmediatamente antes de la colocación de las banquetas de escollera o del elemento estructural correspondiente, para evitar el posible debilitamiento del contacto.

Frecuentemente han de ejecutarse dragados muy próximos a obras ya construidas, en cuyo caso ha de estudiarse la influencia del nuevo dragado en la estabilidad de las obras existentes. Las tolerancias deben ser muy estrictas. La ejecución del dragado en estos casos debe ser muy precisa, para evitar que los taludes de la zona dragada pudieran descalzar las obras colindantes. Para ello se han de elegir equipos que permitan esa precisión, aunque su rendimiento sea menor.

4.9.7.3 Precauciones en la ejecución de los rellenos

Los rellenos estructurales colocados en seco serán extendidos y compactados por tongadas. En su ejecución, se llevará control de las densidades que se pueden alcanzar y de las humedades óptimas de colocación (ensayos de compactación), así como de las densidades realmente alcanzadas (humedades y densidades «in situ»). En general, se requerirá un grado de compactación entre el 95% y el 105% de la correspondiente al ensayo de compactación Proctor Normal, según la misión estructural del relleno.

El control de compactación de materiales granulares con gruesos puede realizarse con la ayuda de ensayos de placa de carga. Conviene que éstas sean de gran tamaño (ϕ 600 mm, por ejemplo).

Cuando se compacten rellenos junto a estructuras de contención se pueden producir aumentos transitorios de los empujes, que deberán ser considerados en los cálculos.

Para reducir los asientos diferidos de las explanadas conseguidas con los rellenos generales, se pueden tomar varias acciones, entre otras:

- ◆ Dragar los fondos de las zonas a rellenar, de manera que la base de apoyo sea de calidad similar o mejor que la del relleno a colocar.
- ◆ Utilizar materiales de relleno de la mayor calidad posible.
- ◆ Realizar alguno de los tratamientos del terreno que se indican en 3.9.

4.9.7.4 Estudio de los vertidos

En algunos dragados cuyo objetivo no es la obtención de préstamos, pueden existir graves dificultades para el vertido de los materiales de dragado en el propio mar. Para resolver este problema puede ser necesario construir vaciaderos, que son unos recintos formados por diques o motas que crean un vaso de contención para estos productos.

Desde un punto de vista geotécnico, en relación con estos recintos, deben analizarse, entre otras, las tres cuestiones siguientes:

- ◆ La estabilidad de los diques y motas teniendo en cuenta las características del material dragado, de los diques y del fondo, que frecuentemente está constituido por terrenos poco competentes.
- ◆ La posibilidad de utilización de los rellenos así obtenidos para soportar cargas, estudiando su consolidación.

El proceso de sedimentación del efluente, si el sistema de vertido es hidráulico.

4.10 OTRAS OBRAS MARÍTIMAS Y PORTUARIAS

La gran variedad de obras que se suelen construir en el entorno portuario o marítimo hace prácticamente inviable considerar específicamente cada una de ellas.

Existen, sin embargo, algunos tipos de obras o instalaciones, además de las consideradas en los apartados precedentes, que tienen algunos aspectos geotécnicos que conviene destacar en esta parte de la ROM 0.5. En futuros documentos del Programa ROM, estos otros tipos de obra podrán ser considerados con mayor amplitud.

4.10.1 Duques de alba

Las estructuras conocidas bajo este nombre suelen ser elementos dispuestos en el entorno portuario para soportar esfuerzos horizontales de atraque o amarre. En ocasiones se construyen para servir de elementos de protección de otras estructuras (posibles choques de embarcaciones contra pilas de puentes en vías de navegación, por ejemplo).

4.10.1.1 Tipologías

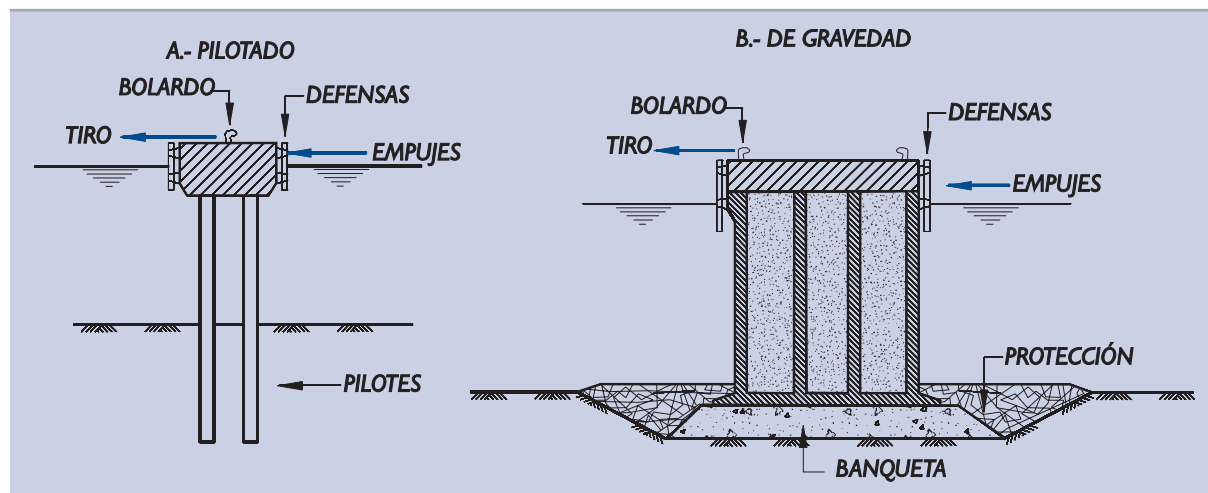
El soporte de los esfuerzos horizontales que pueden actuar en los duques de alba puede hacerse mediante estructuras de gravedad, cimentadas en general superficialmente, o mediante estructuras cimentadas en profundidad. Un esquema de esas tipologías se incluye en la Fig. 4.10.1.

En ambos casos existe una superestructura que recibe las defensas contra los empujes y/o los bolardos para el tiro.

Pueden existir duques de alba de estructuras muy variadas, tantas como soluciones de gravedad pueden darse en los muelles (cajones, recintos de tablestacas, etc.), o soluciones pueden darse para realizar cimentaciones profundas (grandes pilotes aislados, grupos de pilotes de menor tamaño, pilotes formados por tablestacas metálicas hincadas, etc.).

Los pilotes de gran capacidad estructural pueden utilizarse individualmente para formar duques de alba tipo “monopilote”.

Figura 4.10.1. Esquemas para duques de alba



4.10.1.2 Problemas geotécnicos asociados

Aparte de los problemas geotécnicos que pueda presentar la cimentación de la estructura del duque de alba que sean comunes con otras estructuras similares, destaca el problema geotécnico asociado a la componente horizontal de la carga.

En las estructuras de gravedad, el vuelco será el aspecto crítico que condicione el proyecto. Eso no evitará que se hagan todas las comprobaciones de seguridad indicadas en el apartado 3.5, para las cimentaciones superficiales, así como en las recomendaciones indicadas para las estructuras de tipología similar, consideradas en esta Parte 4.

Las estructuras pilotadas deben comprobarse, principalmente, frente a la rotura horizontal del terreno (apartado 3.6.8), que será en general la condición crítica de proyecto, en cuanto a problemas geotécnicos se refiere. Normalmente la capacidad estructural del duque de alba debe agotarse antes de que se produzca la rotura horizontal del terreno. Los otros Estados Límite Últimos de las soluciones pilotadas, indicados en el apartado 3.6, deben considerarse también en el proyecto de los duques de alba.

El tiro de los amarres puede tener una componente vertical importante. Ese hecho, unido a la posible presencia de pilotes inclinados como estructura del duque de alba, hace que puedan originarse esfuerzos de tracción. En esas ocasiones, puede ser conveniente disponer una superestructura pesada en la cabeza del duque de alba que alivie esas tracciones.

El problema de la deformación horizontal es de especial importancia, ya que la energía de atraque o impacto, así como los movimientos de deriva del buque atracado, dependen de la deformabilidad del duque de alba.

En los apartados 3.5.7 y 3.6.9 se dan recomendaciones sobre los procedimientos de estimación de la deformabilidad, debida al terreno, en obras de cimentación superficial y cimentación profunda que deben considerarse en los cálculos. La deformabilidad añadida por la estructura del duque de alba debe sumarse a la debida al terreno de cimentación.

Las acciones horizontales en los duques de alba (particularmente las debidas al atraque) pueden tener un carácter dinámico acusado. A la hora de evaluar su comportamiento deben contemplarse las recomendaciones indicadas en el apartado 3.10.

En los duques de alba pilotados que trabajen fundamentalmente a flexión, es recomendable realizar pruebas de tiro horizontal que permitan una estimación precisa de su deformabilidad.

4.10.2 Instalaciones de botadura e izado

La construcción de buques puede hacerse en gradas, que son rampas de pendiente moderada que ayudan a la botadura por deslizamiento a lo largo de las guías de apoyo. En ocasiones, tienen unos muros laterales y una puerta frontal para evitar la entrada del agua en marea alta. Son entonces similares a los diques secos.

La extracción de embarcaciones fuera del agua, para su reparación en tierra, requiere la construcción de varaderos, que son soleras inclinadas que permiten transportar las embarcaciones, apoyadas en algún sistema de rodadura y mediante tiro desde un cabrestante.

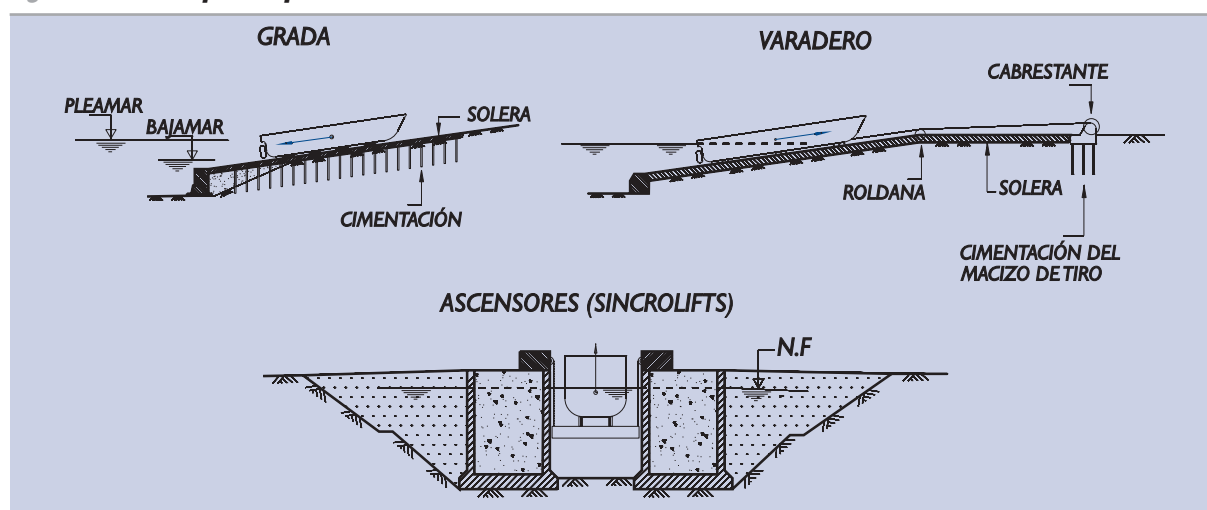
A veces, el izado de embarcaciones se hace verticalmente mediante ascensores (sincrolifts) que levantan la embarcación y la depositan, en un sistema de transporte adecuado, sobre la plataforma de un muelle.

Una función similar la cumplen las instalaciones fijas de fabricación de cajones flotantes. Una plataforma móvil verticalmente (o un flotador) permite soportar el peso del cajón e ir descendiendo hasta el momento de su botadura.

Los diques flotantes, destinados también a estos menesteres de botadura o de izado, deben considerarse como embarcaciones y no como estructuras fijas.

La Fig. 4.10.2 indica esquemáticamente unas secciones típicas de este tipo de instalaciones.

Figura 4.10.2. Esquemas para instalaciones de botadura e izado



4.10.2.1 Gradass

Como se ha dicho, las gradass pueden tener algunos aspectos comunes con los diques secos, sobre todo cuando disponen de puerta y muros laterales que impiden la inundación parcial en marea alta.

La intensidad de las cargas en las imadas de apoyo de las embarcaciones y, sobre todo, la especial incidencia de las acciones del casco contra la solera, al final de la botadura, hacen que este aspecto sea el dominante en el proyecto de la solera.

Junto a las gradas existirán cimentaciones importantes para las grandes grúas que se utilizan en la construcción naval.

En terrenos firmes la solera puede construirse apoyándola directamente sobre el terreno natural, aunque más frecuentemente, dada la intensidad de las cargas, puede ser necesario la cimentación profunda mediante pilotes.

Los reconocimientos geotécnicos y los análisis de seguridad de estas cimentaciones deben realizarse siguiendo las recomendaciones generales que se indican en las partes 2 y 3 de esta ROM.

El análisis estructural de las soleras requerirá, en general, un estudio de interacción suelo-estructura similar al que se indica en 4.6.3.3, 4.6.4.2 y 4.6.5.2 para las soleras de los diques secos.

4.10.2.2 Varaderos

Las embarcaciones que suelen moverse en los varaderos son más pequeñas y las cargas unitarias, en los apoyos individuales, suelen estar limitadas, de manera que puedan después moverse por tierra.

Las cargas sobre varaderos, tanto de halado longitudinal como transversal, pueden estimarse en la ROM 0.2.

Las soleras de los varaderos pueden estar formadas por losas de hormigón armado con cantos comprendidos entre 0,50 m y 1,00 m, dependiendo de la intensidad de las cargas. Únicamente en terrenos de escasa capacidad portante, puede ser necesario recurrir a cimentaciones profundas.

4.10.2.3 Ascensores y cajoneros

Los ascensores (o sincrolifts) permiten el izado de embarcaciones a expensas de reacciones verticales importantes en el cantil del muelle o en estructuras auxiliares próximas.

Las cargas verticales pueden ser muy excéntricas y por lo tanto pueden tener un efecto desfavorable en el hundimiento y el vuelco de las estructuras de gravedad, o en los pilotes de cimentación, cuando éstas tienen cimentación profunda. Este efecto puede analizarse siguiendo los procedimientos indicados en esta Parte 4 para los distintos tipos de estructuras portuarias.

Las instalaciones fijas destinadas a la fabricación de cajones u otros elementos que después serán botados, y que aquí se denominan cajoneros, pueden estar formadas por dos elementos estructurales similares a los descritos para el caso de los ascensores.

Cada uno de estos elementos ha de soportar cargas semejantes. Las cimentaciones de estas instalaciones han de investigarse siguiendo las recomendaciones aquí indicadas para las obras portuarias a las que más se asemejen.

En cualquier caso, se debe comprobar que los giros de estas estructuras son compatibles con el correcto funcionamiento de la instalación.

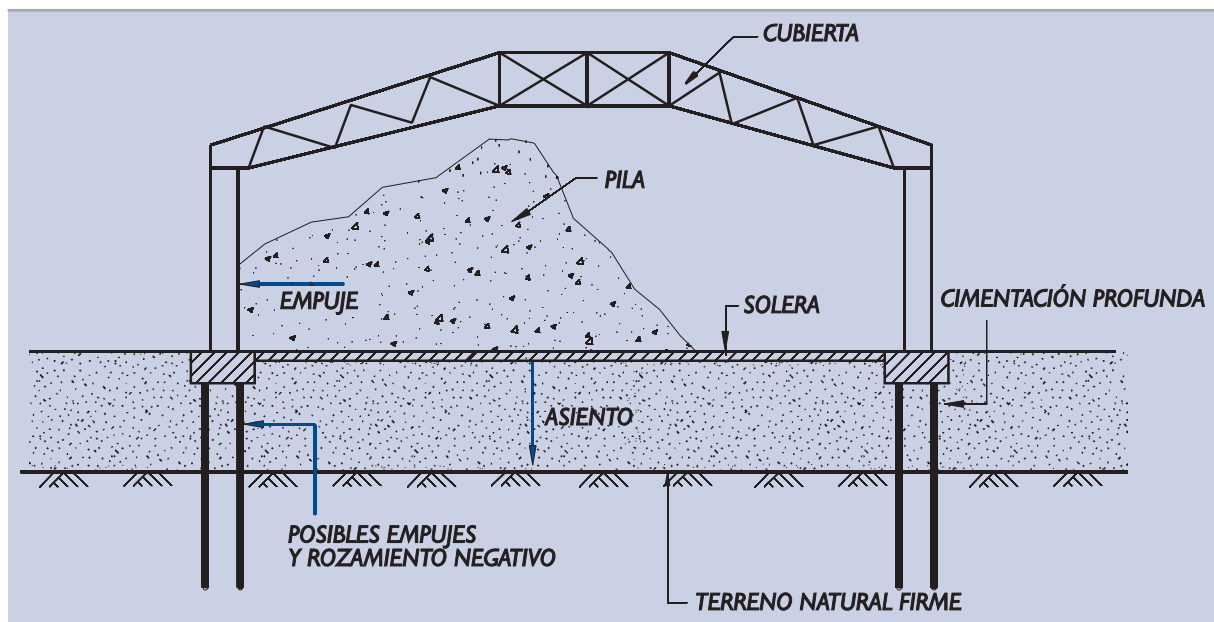
4.10.3 Tinglados, almacenes y parques cubiertos

La manipulación de mercancías en las zonas portuarias exige la construcción de este tipo de instalaciones que, en muchas ocasiones, han de apoyarse sobre terrenos de escasa capacidad portante (rellenos generales realizados en buena parte mediante vertido directo y sumergido).

Las áreas de almacenamiento de las zonas portuarias pueden estar a cubierto, exigiendo entonces estructuras de grandes luces que soporten la cubierta. La Fig. 4.10.3 indica esquemáticamente una sección típica de una construcción de este tipo.

La cimentación de estas estructuras tiene, como aspectos singulares, la gran excentricidad e inclinación de las cargas en la cimentación debido a las acciones del viento sobre la cubierta, y el posible empuje de las cargas almacenadas contra los cerramientos.

Figura 4.10.3. Esquema para un parque de almacenamiento cubierto



El ingeniero debe considerar la alternativa de cimentación profunda, incluso aprovechando la capacidad resistente al arranque de los pilotes, que pudieran ser solicitados transitoriamente a tracción. También son recomendables, en terrenos de buena capacidad portante, la cimentación mediante zapatas o mediante vigas de cimentación corridas, que centren las acciones, bien con su peso añadido o con posibles anclajes profundos.

Otra particularidad de estas estructuras suele ser la compresibilidad del terreno, que asienta bajo las cargas de almacenamiento y puede generar esfuerzos parásitos en las cimentaciones profundas (ver apartado 3.6.3.4). Los esfuerzos de flexión y corte en los pilotes pueden ser determinantes en su proyecto.

El tratamiento de mejora del terreno para reducir los asientos de almacenamiento, o la construcción tardía de las cubiertas y de las soleras (una vez se hayan producido los asientos principales), son medidas que deben contemplarse en estos casos.

La primera carga sobre las soleras de estas estructuras debe realizarse de la manera más lenta posible y controlando sus asientos. Puede ser necesario reconstruir las soleras una vez se haya producido la parte más importante del asiento total esperado.

4.10.4 Emisarios y conducciones submarinas

Las obras de saneamiento pueden exigir el vertido de aguas tratadas o no a distancias considerables de la costa mediante conducciones conocidas con este nombre de emisarios submarinos.

La construcción de oleoductos, gaseoductos y las líneas de transmisión submarinas (energía, telecomunicaciones, etc.) presentan problemas similares.

4.10.4.1 Problemas geotécnicos y procedimientos de reconocimiento

Los problemas geotécnicos asociados a estas instalaciones son muy variados. En la Tabla 4.10.1 se intenta una síntesis de los más comunes.

Tabla 4.10.1. Problemas geotécnicos y procedimientos de reconocimiento asociados a emisarios o conducciones submarinas ⁽¹¹⁾

Problema a analizar	Información necesaria	Tipo de reconocimiento
1. Selección del trazado	Perfiles geotécnicos. Localización de obstáculos. Afloramientos rocosos. Riesgos geotécnicos.	Geofísica. Sísmica de reflexión. Muestras representativas y ensayos de identificación.
2. Instalación	Clasificación del terreno. Densidad del terreno. Resistencia al corte.	Muestras inalteradas (vibrocore o sondeos) Ensayos de penetración estática
3. Flotación, hundimiento y deslizamiento transversal	Densidad del terreno. Resistencia al corte Posibilidad de licuefacción por las acciones sobre la conducción	Los indicados en 2. Molinete “in situ”. Piezocono. Ensayos SPT.
4. Riesgos geotécnicos	Zonas de riesgo. Resistencia del terreno	Los indicados en 2 y 3. Sísmica de refracción.
5. Deformaciones	Relación tensión-deformación.	Los indicados en 1, 2, 3 y 4. Presiómetros
6. Efectos térmicos	Temperatura del terreno. Conductividad térmica.	Termografías.
7. Efectos dinámicos	Resistencia dinámica del terreno	Los indicados en 1, 2, 3 y 4. Ensayos dinámicos

En la selección del trazado deben examinarse posibles irregularidades geomorfológicas (afloramientos rocosos, cambios de pendiente, etc.) así como la presencia de obstáculos artificiales.

Los riesgos naturales de inestabilidad del fondo marino (erosiones, zonas de arenas móviles, zonas con riesgo de licuefacción más pronunciado, zonas próximas a desniveles potencialmente inestables, etc.) deben ser investigados y representados en una cartografía geotécnica que permita la elección del trazado más seguro.

El estudio de la instalación (operaciones de dragado, colocación de anclajes, obtención de préstamos para la protección de la instalación, etc.) requerirá una serie de estudios específicos de tipo geotécnico sobre los que se dan algunas recomendaciones en otras partes de esta ROM (ver apartado 4.9 para dragados y rellenos).

El estudio de la estabilidad de la conducción en sus distintos modos de fallo (hundimiento, flotación y desplazamiento transversal) requerirá conocer la resistencia del terreno.

Definido un cierto trazado, será necesario precisar la seguridad contra los riesgos geotécnicos de tipo natural antes comentados.

(11) Adaptación de la tabla de Kolk, M.J. y P.T. Power: “Advances in Geotechnical Investigations and Design for Offshore Pipelines”. Offshore Oil and Gas Pipeline Technology Conference. Copenhagen. 1983.

El análisis estructural de la conducción exigirá el conocimiento de la reacción del suelo ante las cargas, igual que en otros tipos de problemas de interacción suelo-estructura considerados en esta ROM.

El estudio de los efectos térmicos, que pueden condicionar el proyecto estructural de este tipo de obras, requerirá un conocimiento previo de la variación de temperaturas naturales del fondo marino a lo largo del trazado.

Las acciones externas sobre estas conducciones (oleaje en zonas costeras, corrientes marinas, etc.) tienen carácter dinámico. La alternancia de las acciones puede inducir en el terreno un crecimiento de las presiones intersticiales y su consideración requerirá el estudio del comportamiento dinámico cuando los suelos del fondo marino sean sensibles a estos efectos (ver apartado 3.10).

El reconocimiento geotécnico debe extenderse a lo largo de toda la conducción y debe concentrarse más en las zonas singulares (zonas con ciertas heterogeneidades, zonas de cambios de pendiente, zonas de quiebro en el trazado, etc.).

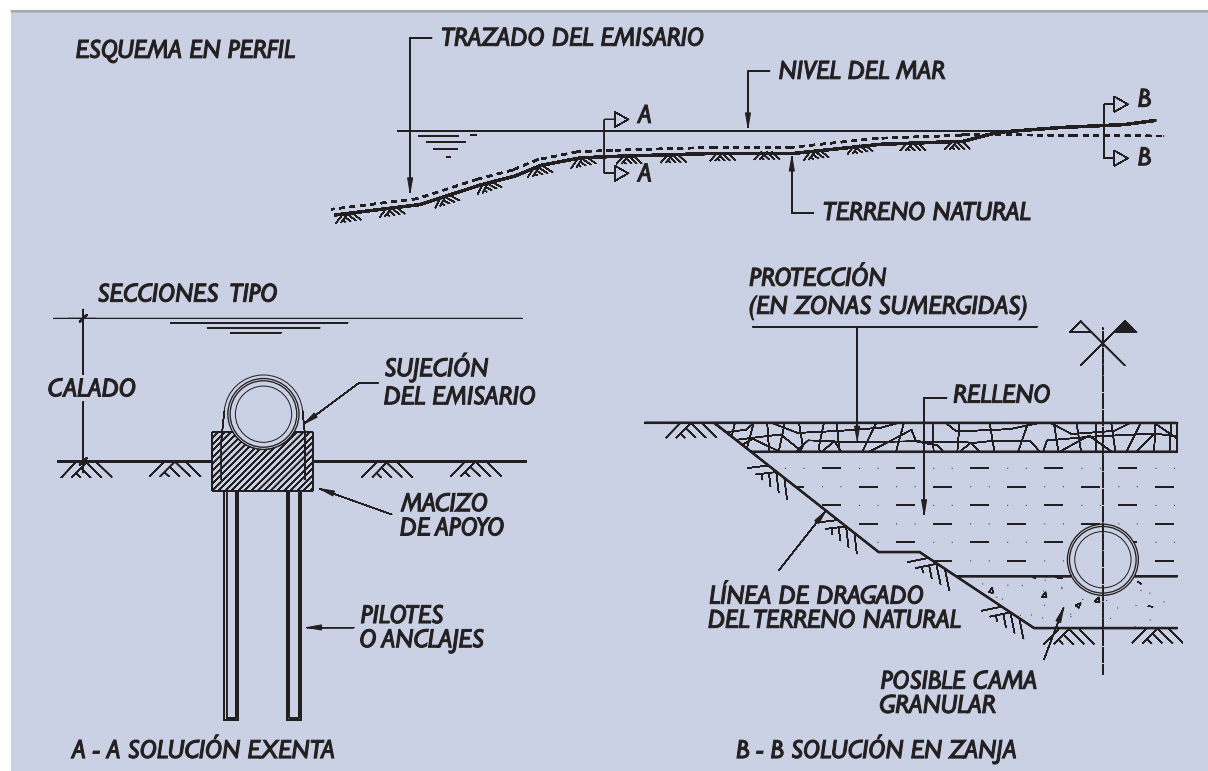
Los procedimientos de reconocimiento geotécnico generales han sido descritos en la Parte 2 de esta ROM. En el caso de estas conducciones submarinas, conviene considerar las recomendaciones relativas a las plataformas marinas (apartado 4.8) en lo que resulten de aplicación.

En la mencionada Tabla 4.10.1, se enumeran algunos procedimientos de reconocimiento geotécnico especialmente indicados para conducciones y emisarios submarinos.

4.10.4.2 Procedimientos de instalación

El apoyo de estas conducciones en el terreno puede hacerse o bien enterradas en una zanja o bien exentas. La Fig. 4.10.4 indica esquemáticamente estos tipos de instalación en un emisario submarino.

Figura 4.10.4. Esquemas sobre instalación de emisarios submarinos



a. Instalación en zanja

La instalación en zanja, o enterrada, puede conseguirse mediante un dragado previo o mediante procedimientos de excavación especiales (lanza de agua, fluidificación del terreno, autoenterramiento, etc.).

La profundidad de estas instalaciones debe ser tal que la conducción quede bajo la máxima profundidad que puedan alcanzar los movimientos naturales de los sedimentos debido a las corrientes, al oleaje o a otras causas. En los apartados 4.7 y 4.8 de esta ROM se dan algunas indicaciones sobre este aspecto.

La ejecución del apoyo en zanja requerirá la realización previa de un dragado o una excavación. Esta fase de la obra debe investigarse y analizarse tal como se indica en el apartado 4.9, de manera que se puedan definir unos taludes de excavación estables durante la construcción, en función del tipo de terreno por donde haya de discurrir el emisario. En ese mismo apartado se indican recomendaciones sobre la ejecución de rellenos estructurales sumergidos.

El relleno posterior debe ir protegido contra las posibles socavaciones o erosiones causadas por las corrientes o por el oleaje. En el apartado 4.2.3.7 se dan recomendaciones para las protecciones en el pie de los muelles que pueden ser de interés en estas instalaciones.

b. Instalación exenta

Las acciones del mar sobre conducciones exentas se salen del alcance de esta ROM. El ingeniero debe investigar las fuerzas de arrastre, a considerar en el proyecto, debidas a corrientes y oleajes, así como otros posibles agentes externos.

La conducción puede quedar simplemente apoyada en el fondo con el lastre necesario para evitar la flotación y soportar las acciones externas.

Los apoyos de la conducción deben ser capaces de recibir las acciones externas, junto con los pesos propios y transmitirlas al terreno.

La transmisión de cargas al terreno puede ser realizada mediante cimentaciones superficiales o mediante cimentaciones profundas. En cualquier caso, deben considerarse las posibles socavaciones y movimientos del terreno del fondo. Las cargas de cimentación han de referirse a profundidades mayores que las de posible afección de estos movimientos.

Las cimentaciones pilotadas o ancladas suelen ser, en general, de mayor interés, particularmente en fondos formados por suelos blandos o donde se esperen socavaciones importantes.

REGISTRO EN EL PROGRAMA ROM

Al objeto de poder tenerle informado de las posibles correcciones, nueva edición, de la publicación de la ROM 0.5-05 y de otras **Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias**, le agradecemos su registro en el Programa ROM, mediante el envío de la ficha adjunta a:

REGISTRO PROGRAMA ROM
Dirección de Planificación y Desarrollo Portuario
PUERTOS DEL ESTADO
(<http://www.puertos.es>)
Avda. del Partenón, 10. Campo de las Naciones
28042 Madrid (ESPAÑA)

También puede enviar sus comentarios sobre esta publicación ROM 0.5-05, a la siguiente dirección de correo electrónico: programarom@puertos.es

Muchas gracias.

RECOMENDACIONES PARA OBRAS MARÍTIMAS

NOMBRE			
DIRECCIÓN			
EMPRESA U ORGANISMO			
DEPT./SECCIÓN			
POBLACIÓN	C.P.	PROVINCIA	PAÍS
TELÉFONO	FAX	E-MAIL	

REGISTRO PROGRAMA ROM
Dirección de Planificación y Desarrollo Portuario
PUERTOS DEL ESTADO
Avda. del Partenón, 10. Campo de las Naciones
28042 Madrid (ESPAÑA)

 **ROM 0.5-05**

