

CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE UN VERTEDERO IMPERMEABILIZADO CON GEOSINTÉTICOS

Stability analysis of a landfill lined with geosynthetics

José Estaire*

Fernando Pardo de Santayana**

Gracia Olivenza***

RESUMEN – El diseño de un vertedero requiere la realización de análisis de estabilidad, para los cuales es necesario definir distintas situaciones de cálculo y sus correspondientes coeficientes de seguridad. En la construcción de vertederos normalmente se emplean geosintéticos para la impermeabilización, lo que da lugar a superficies de deslizamiento críticas que se desarrollan a lo largo de los contactos entre los distintos geosintéticos empleados. La determinación de la resistencia al corte de dichos contactos constituye un factor de gran importancia en los cálculos de estabilidad. En el presente artículo se analiza, por un lado, la conveniencia de usar en los cálculos la resistencia pico o residual de los contactos entre los distintos elementos que constituyen el paquete de impermeabilización y dicho análisis se relaciona con las hipótesis de cálculo y los coeficientes de seguridad mínimos a exigir, teniendo en cuenta lo establecido en la normativa española y en la bibliografía técnica. Como resultado del estudio, se presentan algunas tablas en las que se relacionan las distintas situaciones de cálculo (normal, accidental y extraordinaria) con la resistencia al corte del sistema de impermeabilización (pico o residual) y se define el coeficiente de seguridad mínimo requerido. Además, se incluye un ejemplo práctico que utiliza el procedimiento propuesto realizando análisis de estabilidad por equilibrio límite y cuyos resultados se comparan con un análisis tenso-deformacional efectuado utilizando métodos numéricos.

SYNOPSIS – The design of a landfill requires performing stability analyses. To perform such analyses it is necessary to define different design situations and their corresponding safety factors. Geosynthetics are normally used to build the landfill lining system, and this can cause the existence of critical slip surfaces passing along one of the different geosynthetic interfaces. Determination of the shear strength of such critical interfaces is, therefore, an extremely important issue. In this paper, the convenience of using the peak or the residual shear strength between the different layers of the lining system is analyzed. This analysis is related to the design situations and their corresponding safety factors according to the Spanish codes and the technical literature. As a result of the study, some tables are presented which relate the different design situations (normal, accidental or extraordinary) with the shear strength of the lining system to be used (peak or residual) and the minimum factor of safety to be accomplished is defined. In addition, an example of a stability analysis performed according to the proposed procedure is included.

PALABRAS CLAVE – Vertedero, geosintéticos, análisis de estabilidad, coeficientes de seguridad.

* Doctor Ingeniero de Caminos, Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, España.

E-mail: Jose.Estaire@cedex.es

** Doctor Ingeniero de Caminos, Director del Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, España.

E-mail: F.Pardo.S@cedex.es

*** Lda. en CC. Geológicas, Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, España.

E-mail: Gracia.Olivenza@cedex.es

1 – INTRODUCCIÓN

El análisis de estabilidad es uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de un vertedero. Para llevar a cabo dicho análisis es necesario considerar diferentes situaciones de cálculo que puedan ocurrir durante la vida del vertedero.

Estas situaciones de cálculo tienen una probabilidad de ocurrencia diferente por lo que en cada cálculo debe aplicarse un coeficiente de seguridad específico.

Otro problema clave en este tipo de análisis corresponde a la elección de la resistencia al corte de las interfaces existentes en el sistema de impermeabilización ya que, por un lado, es necesario para el cálculo elegir entre la resistencia al corte de pico, la residual o un valor intermedio entre ambos, y por otro, elegir las condiciones hidráulicas con las que se llevan a cabo los ensayos de laboratorio (en seco, húmedo o inundado).

Para dilucidar estos aspectos se ha realizado un análisis de la bibliografía existente al respecto y, como consecuencia de ello, se propone un marco conceptual para llevar a cabo dichos análisis de estabilidad que puede ayudar a definir la normativa española relativa al diseño de vertederos (Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001) que está actualmente en fase de borrador.

Con objeto de corroborar algunas de las hipótesis sobre las que descansa el marco conceptual, se han realizado cálculos tenso-deformationales, para un caso concreto, considerando los distintos tipos de propiedades resistentes (pico o residual) y de condiciones hidráulicas (secas, húmedas o inundadas), contrastando estos resultados con los obtenidos mediante el método del equilibrio límite.

2 – RESISTENCIA AL CORTE DEL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

2.1 – Discusión sobre el uso de la resistencia de pico o residual

Las curvas tensión tangencial – desplazamiento horizontal obtenidas en los ensayos de corte directo de los distintos contactos existentes en los paquetes de impermeabilización, especialmente por su interés entre los geocompuestos bentoníticos y las geomembranas que las recubren, presentan generalmente un pico de tensión tangencial claramente definido seguido de una caída de dicha tensión, más o menos brusca, a medida que se desarrolla el desplazamiento, tal como puede observarse en la Figura 1.

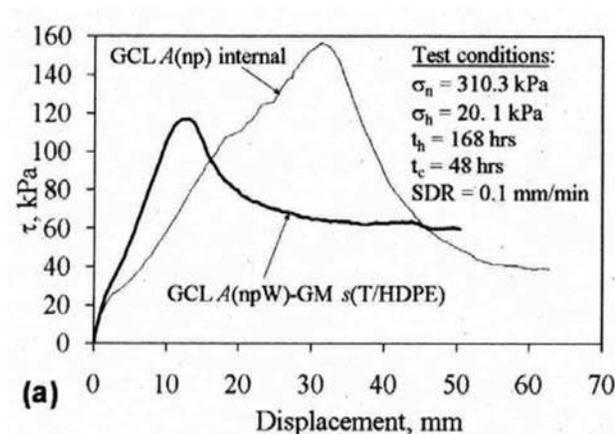


Fig. 1 – Curvas de resistencia al corte – desplazamiento horizontal de ensayos de corte directo en el contacto entre geosintéticos (McCartney *et al.*, 2009).

Teniendo en cuenta este comportamiento resistente, la realización de los cálculos de estabilidad mediante equilibrio límite, implica analizar la conveniencia de utilizar la resistencia de pico, la resistencia residual o un valor intermedio entre ambas.

A este respecto, en la bibliografía técnica se han encontrado diversas recomendaciones, muchas de ellas contradictorias entre sí, sobre la conveniencia de utilizar unos valores de resistencia u otros. Así, por ejemplo, algunos autores como Stark y Poeppel (1994) recomiendan realizar el análisis de estabilidad de un vertedero de acuerdo a las siguientes pautas:

- Utilizar la resistencia residual en la zona de taludes laterales y la resistencia de pico en la base considerando, para el cálculo, un coeficiente de seguridad de 1,5.
- Utilizar la resistencia residual tanto en los taludes laterales como en la base del depósito, con un coeficiente de seguridad ligeramente mayor de 1,0.

Por su parte, Filz *et al.* (2001) hacen dos aportaciones interesantes:

- Por un lado, señalan que, en los cálculos en los que se utilice la resistencia de pico, es necesario considerar un coeficiente de seguridad mayor de 2,0.
- Por otro lado, sugieren que, si se tiene en cuenta la resistencia residual para el análisis de estabilidad, entonces, habría que aplicar al coeficiente de seguridad utilizado con la resistencia de pico, el siguiente factor de reducción (FR), donde τ_r es la resistencia residual y τ_p es la resistencia de pico:

$$FR = \frac{\tau_r}{[\tau_r + 0,1(\tau_p - \tau_r)]} \quad (1)$$

La aplicación de esta expresión implica, por ejemplo, unos factores de reducción de 0,90; 0,75 y 0,50, respectivamente, si la resistencia residual es del 50%, 25% o 10% de la resistencia de pico.

Por su parte, Thiel (2001), basándose en un detallado análisis teórico y práctico sobre el uso de la resistencia pico o residual en los cálculos de estabilidad, recomienda la utilización, en general, de la resistencia residual en los casos en los que las operaciones de ejecución o las condiciones de diseño favorezcan la existencia de desplazamientos relativos entre las capas del sistema de impermeabilización, como pueden ser geometrías de residuos almacenados que impliquen una distribución de tensiones no uniforme, aumentos inesperados de presión intersticial o una carga sísmica. Sin embargo, una vez establecido este principio general, este autor da las siguientes pautas de diseño basadas en su propia experiencia:

- El diseño más conservador supone considerar que el plano de deslizamiento se desarrolla, en todas las zonas del vertedero, en la interfaz entre la geomembrana y el geocompuesto bentonítico y que en dicha interfaz se desarrolla la resistencia residual. Esta forma de diseño se debe utilizar especialmente en el caso de que alguna de las geomembranas tengan superficies lisas, no texturizadas.
- Otra manera de encarar el diseño es el uso de la resistencia residual en los taludes laterales y la resistencia pico en la base, aproximación ya propuesta anteriormente por Stark y Poeppel (1994), utilizando coeficientes de seguridad de 1,5 para la situación definitiva y asumiendo que no se producirán aumentos de tensión intersticial inesperados, y de 1,3 durante la construcción y operaciones de relleno del vertedero.
- También pueden hacerse los cálculos utilizando una resistencia post-pico, superior a la resistencia residual, relacionada con una cierta deformación determinada, al tener en cuenta que las deformaciones que se producen durante la construcción y las operaciones de relleno del vertedero son normalmente menores que las necesarias para alcanzar la resistencia residual.

- Por último recomienda el uso de geomembranas texturizadas con el fin de aumentar la resistencia entre las distintas interfaces. En este caso, si el análisis sísmico no muestra deformaciones significativas, el cálculo puede realizarse incluso con la resistencia de pico y teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad adecuado.

Koerner y Bowman (2003) hacen una revisión de las observaciones realizadas en 40 casos reales de deslizamientos ocurridos en vertederos. El análisis de dichos casos indica que la mayoría de los deslizamientos producidos fueron debidos a aumentos inesperados de las presiones piezométricas provocadas por fallos en los sistemas de drenaje, más que a problemas derivados de una mala elección en la resistencia utilizada en los cálculos. Por ello, estos autores concluyen que, en unas condiciones de buen funcionamiento del sistema de drenaje, el uso de la resistencia de pico junto con un coeficiente de seguridad elevado es suficiente para asegurar la estabilidad. Los únicos casos en los que consideran necesario el uso de valores residuales son los diseños en zonas sísmicamente activas y en instalaciones inusuales o atípicas en las que se prevean importantes deformaciones.

Como resumen de la revisión de la bibliografía realizada, se puede concluir que la decisión de utilizar la resistencia pico, la residual o un valor de resistencia intermedio debe realizarse en el contexto de la situación de cálculo específica considerada y que se deben combinar dichas resistencias con diferentes valores del coeficiente de seguridad mínimo a exigir. Estos dos aspectos (situaciones de cálculo y coeficientes de seguridad mínimos recomendados) constituyen la base de este texto, exponiéndose en los apartados 3 y 4.

2.2 – Discusión sobre las condiciones secas o húmedas del paquete de impermeabilización

Otro aspecto importante es determinar si, en la situación de cálculo que se esté analizando, los contactos entre las diferentes capas del sistema de impermeabilización están secos, han estado en contacto con agua y, por tanto, se deben considerar húmedos, o incluso se encuentran saturados. Así, por ejemplo, en una situación de funcionamiento normal se puede suponer que todos los contactos existentes por debajo de la lámina impermeable más superficial estén secos, mientras que los contactos por encima, en caso de existir, estarán húmedos. Sin embargo, pueden suponerse condiciones saturadas si se considera una situación de cálculo que implique una rotura del sistema de impermeabilización.

Estas mismas ideas son recogidas por diversos autores (Gilbert *et al.*, 1997) que postulan que, en general, es esperable que en condiciones reales se produzca una hidratación completa a excepción de aquellos casos en los que el geocompuesto bentonítico esté encapsulado entre dos geomembranas. Esta referencia especial a los geocompuestos bentoníticos es muy pertinente ya que hay que tener en cuenta que su comportamiento resistente es muy sensible al grado de humedad con el que se hagan los ensayos por lo que este aspecto es de suma importancia. Por tanto, la determinación de las condiciones hidráulicas del paquete de impermeabilización influye en la forma de abordar los ensayos de corte a realizar en laboratorio, que pueden hacerse en condiciones secas, o inundando toda la caja de corte o, como situación intermedia, hidratando o saturando previamente la interfaz entre las capas a ensayar, con el objeto de simular más fielmente las condiciones en las que se supone que trabajará el sistema de impermeabilización en la realidad del vertedero.

Además, hay que tener en cuenta que si se produce hidratación en el paquete de impermeabilización, generalmente se producirá tras la instalación del geocompuesto bentonítico y, por tanto, con una tensión normal casi nula. Dicha tensión normal irá aumentando progresivamente por lo que se irá produciendo una consolidación del material bentonítico que será necesario reproducir en los ensayos. Estos aspectos se desarrollan más en detalle en el siguiente apartado.

2.3 – Recopilación de valores de resistencia al corte en los contactos entre geosintéticos

Se ha considerado interesante realizar un análisis de la bibliografía existente sobre los valores obtenidos, por diferentes autores, de la resistencia al corte de los contactos entre las distintas capas de los sistemas de impermeabilización utilizados en vertederos, con el fin de tener un orden de magnitud de los valores usuales. Dada la amplitud del trabajo realizado por Mc Cartney *et al.* (2009), con categoría de “estado del arte”, se ha considerado esta referencia como la más importante dentro del análisis bibliográfico realizado. En este trabajo se analizaron 534 resultados de ensayos de corte directo realizados por otros autores para evaluar la resistencia al corte del contacto entre ocho tipos distintos de geocompuestos bentoníticos (GCL) y siete tipos de geomembranas (GM). En dichos ensayos se analizaron, entre otros aspectos, la influencia que tienen, en los parámetros de resistencia al corte, la tensión normal y el proceso de hidratación y consolidación de los elementos ensayados.

En la Figura 2 se han recogido los resultados recopilados, en términos de tensión normal – tensión tangencial, para los ensayos realizados con tensión normal inferior a 100 kPa. Puede verse que, globalmente, el ángulo de rozamiento varía entre 20° y 35°, para las condiciones de resistencia de pico, y entre 10° y 25°, para las condiciones de resistencia residual. A este respecto, es interesante destacar que las condiciones de resistencia residual se denominan en el trabajo de Mc Cartney *et al.* como “resistencia para gran desplazamiento”.

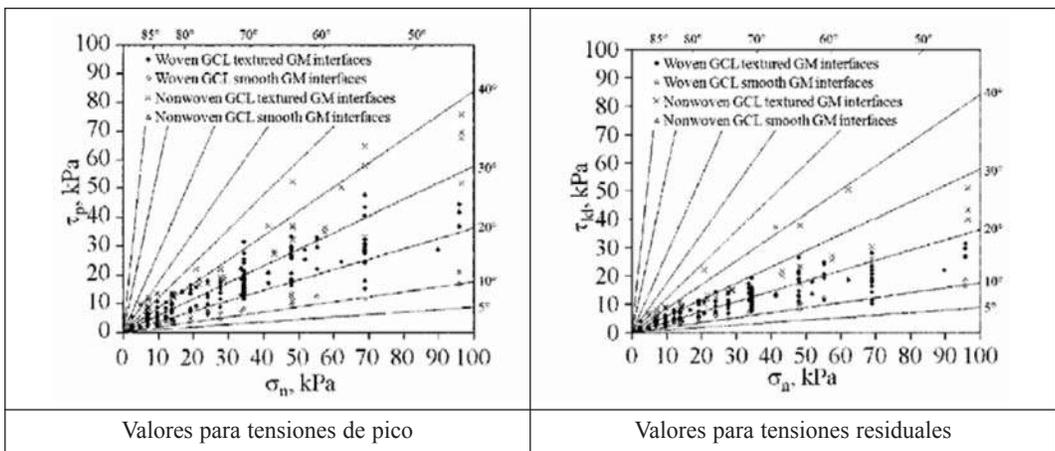


Fig. 2 – Valores de resistencia al corte en los contactos entre geocompuesto bentonítico (GCL) y geomembrana (GM) para tensiones de pico y residuales (McCartney *et al.*, 2009).

Un análisis global de los resultados obtenidos, sin tener en cuenta el tipo de geocompuesto bentonítico y geomembrana empleados en los ensayos, permite constatar una mayor dispersión en los valores de tensión tangencial de pico que en los valores residuales. Por otra parte, los resultados mostraron que la tensión tangencial pico se aproximaba a cero para tensiones normales nulas, lo que indica que la cohesión parece representar un papel poco relevante en la resistencia de esta superficie de contacto.

Posteriormente, los resultados de los 534 ensayos de corte realizados, en los que se contabilizan ensayos realizados en diferentes estados de humectación (secos, inundados, saturados), se dividieron en 36 grupos distintos, definidos en función del tipo de geocompuesto bentonítico (GCL) y de geomembrana (GM). Los resultados obtenidos de estos ensayos se resumen a continuación:

- El contacto entre GCL tejidos y GM texturizadas tiene generalmente una tensión tangencial pico menor que el contacto entre GCL no tejidos y GM texturizadas. La resistencia pico para

el conjunto de los contactos entre GCL tejidos y GM texturizadas se caracteriza por una cohesión igual a 5 kPa y ángulo de rozamiento de 20° mientras que la resistencia pico para el contacto entre GCL no tejidos y GM texturizadas presenta una cohesión de 15 kPa y un ángulo de rozamiento de 23°.

- El contacto entre GCL tejidos y GM no texturizadas tiene, en general, una resistencia pico más baja que en el caso de los GCL no tejidos y GM no texturizadas. El primer contacto se caracteriza por una cohesión prácticamente nula (2 kPa) y un ángulo de rozamiento de 10°, mientras que el segundo se caracteriza por una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de 17°.
- La resistencia pico de los contactos que incluyen GM texturizadas es mayor que en el caso de GM no texturizadas, tanto para el caso de GCL tejidos como no tejidos.
- Los contactos que incluyen GM flexibles presentan una resistencia al corte más elevada que aquellos que incluyen GM rígidos.
- Los contactos entre los GCL unidos mediante proceso de agujado (*needle-punched*) tienen una mayor resistencia que los cosidos (*stitch bonded*) y similar a los ligados térmicamente (*thermal-locked*).

A continuación, en el citado trabajo se analizó el efecto de las condiciones del ensayo, en lo que se refiere a la hidratación y consolidación del geocompuesto, sobre la resistencia al corte, pudiéndose destacar los siguientes aspectos:

- La resistencia pico interna del GCL (*needle-punched*), para tensiones normales por debajo de 100 kPa, disminuía a medida que aumentaba el tiempo de hidratación hasta 48 h.
- Para tiempos de hidratación mayores no se observaron cambios adicionales en la resistencia al corte de pico. El mismo efecto se observó en el contacto entre GCL y GM. Los contactos no hidratados tenían una mayor resistencia al corte que los contactos hidratados. A partir de 24 h de hidratación no se produjeron cambios en la resistencia al corte en los contactos GCL – GM.
- Por otra parte, también se observaron diferencias en la resistencia al corte obtenidas en función de si la tensión normal aplicada durante la hidratación era menor o igual a la del ensayo de corte.
- Cuando la hidratación se produce bajo tensiones normales inferiores a las del ensayo de corte, los procedimientos de ensayo a menudo especifican que el GCL debe ser posteriormente consolidado bajo una tensión normal igual a la del ensayo. Utilizando este procedimiento (hidratación con una tensión normal inferior a la del ensayo y posteriormente consolidación durante 24 h con una tensión normal igual a la del ensayo de corte) se obtuvo una resistencia al corte similar a la obtenida en GCL hidratados con una tensión normal igual a la del ensayo de corte.
- En el caso del contacto entre GCL – GM hidratado durante 72 h con una tensión normal nula, y posteriormente consolidados durante 48 h bajo una tensión normal igual a la del ensayo de corte, se obtuvo una resistencia al corte menor que en el caso de hidratación con una tensión normal igual a la del ensayo de corte, y menor que la obtenida sin hidratación. La resistencia obtenida además fue ligeramente inferior a la del interior del GCL.
- La resistencia residual no se vio afectada por el proceso de hidratación o consolidación.

3 – SITUACIONES DE CÁLCULO

Los análisis de estabilidad deben contemplar todas las situaciones que se puedan producir durante la vida útil de la estructura en estudio. Normalmente, en las diferentes normativas o códigos (por ejemplo, en la Guía Técnica nº 1 “Seguridad de Presas”), estas situaciones de cálculo se clasifican en tres categorías distintas, denominadas normal, accidental y extraordinaria, en función de la probabilidad de ocurrencia y de su duración. Estas situaciones de cálculo, en el caso de los vertederos, deben llevar aparejadas consideraciones sobre la resistencia al corte del paquete de impermeabilización (valores pico o residual determinados en condiciones secas o húmedas) y sobre el valor del coeficiente de seguridad mínimo a exigir.

3.1 – Situación normal

Esta situación puede entenderse que corresponde a la operatividad normal del vertedero, por lo que tiene la consideración de situación permanente. Debe entenderse que, por una parte, no se han producido movimientos significativos en la masa de residuos almacenados ni, por tanto, movimientos relativos entre las capas del sistema de impermeabilización; por otra parte, que el sistema de impermeabilización funciona correctamente y, por último, que el nivel piezométrico es el correspondiente a un funcionamiento normal del sistema de extracción del lixiviado. Teniendo en cuenta estas circunstancias, en esta situación normal se puede hacer la hipótesis de que los contactos, por debajo de la lámina impermeable, están secos y que la resistencia de cálculo es la resistencia de pico.

3.2 – Situación accidental

Se considera una situación accidental aquella que tiene una duración temporal limitada y una probabilidad de ocurrencia relativamente elevada a lo largo de la vida útil del vertedero. Se pueden considerar situaciones accidentales aquellas que se producen por la rotura o mal funcionamiento de algún elemento del vertedero, como puede ser el fallo del sistema de extracción de lixiviado o la rotura del paquete de impermeabilización.

La consecuencia de que se produzca un fallo del sistema de bombeo del lixiviado es una subida del nivel piezométrico hasta un determinado nivel, definido por la cota a la que se encuentre algún sistema de drenaje auxiliar o por el desbordamiento del agua por la coronación de alguno de los diques de cierre del vertedero. En esta situación, todos los contactos del paquete de impermeabilización pueden considerarse en situación seca y la resistencia de cálculo puede ser la correspondiente a la situación de pico, siempre que se asegure que dicha elevación de la cota piezométrica no implique grandes movimientos de la masa de residuos.

Por su parte, la rotura del paquete de impermeabilización se traduce, a efectos de cálculo, en que todos los contactos de dicho paquete de impermeabilización deban considerarse saturados. En lo que se refiere a la resistencia de cálculo, al igual que en el caso anterior, puede considerarse la utilización de la resistencia de pico, aunque también pudiera plantearse, desde una perspectiva más del lado de la seguridad, la posibilidad de utilizar un valor intermedio entre la resistencia pico y la residual, para tener en cuenta una posible mayor movilización de la masa de residuos con el consiguiente desplazamiento relativo entre las capas del sistema de impermeabilización.

3.3 – Situación extraordinaria

Se considera una situación extraordinaria aquella que se puede producir eventualmente a lo largo de la vida útil del vertedero con una probabilidad de ocurrencia muy baja. Entre las

situaciones extraordinarias que pueden plantearse se destacan la rotura generalizada y la ocurrencia de un sismo.

La rotura generalizada puede producirse como consecuencia de la prolongación en el tiempo de una situación accidental producida por la rotura del sistema de impermeabilización, si no se toman medidas para repararla. Bajo estas circunstancias, debido al peso del relleno, pueden inducirse movimientos en las diferentes capas del sistema de impermeabilización que a su vez provoquen movimientos en los propios residuos llegando a una situación de grandes movimientos generalizados asimilables a una rotura generalizada en el vertedero.

Por su parte, la ocurrencia de un sismo supone realizar un cálculo pseudo-estático que incorpore el efecto sísmico a través de la consideración, en el cálculo, de fuerzas de inercia adicionales, tanto horizontales como verticales, proporcionales a la aceleración sísmica correspondiente. En este caso, dichas fuerzas de inercia se supone que producen movimientos suficientemente grandes para que se llegue a la situación correspondiente a la resistencia residual en los contactos del paquete de impermeabilización pero sin que se deba considerarse la rotura de dicho paquete de impermeabilización que obligara a realizar los cálculos con las resistencias correspondientes a las situaciones húmedas o saturadas.

Como resumen, en la Tabla 1 se recoge de manera sucinta la relación descrita entre las situaciones de cálculo y la resistencia del paquete de impermeabilización a utilizar en los cálculos de estabilidad (Estaire y Pardo, 2012).

Tabla 1 – Resistencia del paquete de impermeabilización a utilizar en los cálculos de estabilidad para cada situación de cálculo.

Situación de cálculo		Resistencia del paquete de impermeabilización	
		Valor	Condiciones hidráulicas
Normal	Operatividad normal	Pico	Secas
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	Pico	Secas
	Rotura del paquete de impermeabilización	Pico (o valor intermedio)	Húmedas
Extraordinaria	Rotura generalizada	Residual	Húmedas
	Análisis sísmico	Residual	Secas

4 – SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO A ANALIZAR

Las situaciones de cálculo anteriormente descritas deben analizarse para cualquier superficie de deslizamiento que se puede considerar en el conjunto del vertedero. Con objeto de sistematizar todo el proceso de cálculo, el borrador del Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001, indica que los cálculos de estabilidad se deben realizar para las siguientes posiciones de la superficie de deslizamiento:

- Superficies de deslizamiento que incluyan la masa de residuos, el terreno natural de apoyo y el dique de cierre.
- Superficies de deslizamiento que se produzcan en el interior de la masa de residuos del vertedero.

– Superficies de deslizamiento que se desarrollen a través del paquete de impermeabilización.

En la Figura 3 se muestran ejemplos de estas tres tipologías de superficie de deslizamiento que se deben considerar en los análisis.

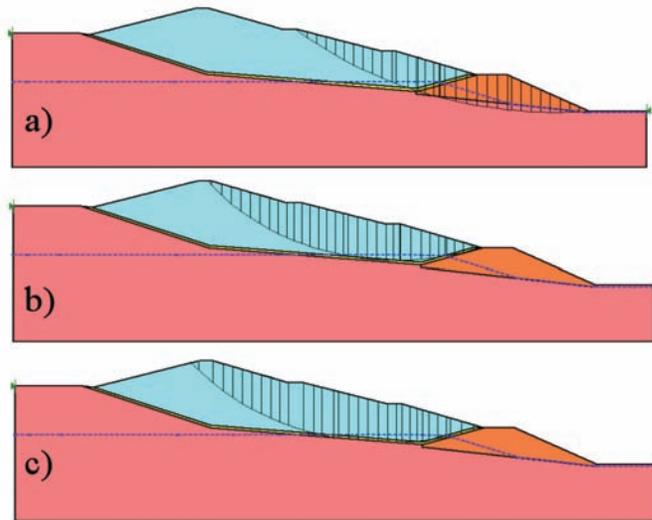


Fig. 3 – Superficies de deslizamiento a considerar en los cálculos: a) entre el vertedero y el terreno natural de apoyo; b) en el interior de la masa de residuos del vertedero; c) a través del paquete de impermeabilización.

5 – COEFICIENTE DE SEGURIDAD MÍNIMO A EXIGIR

El análisis bibliográfico realizado mostró que la forma de abordar los cálculos de estabilidad en vertederos consistía en definir unas situaciones de cálculo y relacionarlas con un valor del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento a exigir. En el apartado anterior se definieron las situaciones de cálculo quedando para este apartado la cuantificación de los coeficientes de seguridad. A tal fin, se comienza analizando el documento normativo más elaborado en España actualmente (el borrador del Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001) para después compararlo con otros documentos y finalmente hacer una propuesta.

5.1 – Valores propuestos en la normativa española

Actualmente en España, el único documento oficial que señala valores para los coeficientes de seguridad a utilizar en los análisis de estabilidad que se deben efectuar en el proyecto de un vertedero es el borrador del “Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001”. Los valores indicados son aplicables a situaciones estáticas, es decir en ausencia de sismo, y son función tanto de las consecuencias de una potencial inestabilidad como del tipo de residuo. En la Tabla 2 se recogen los valores recomendados.

En el documento se especifica que *“las situaciones de bajo riesgo son aquellas en las que una potencial inestabilidad provocaría exclusivamente daños materiales sin consecuencias significativas ambientales ni para la seguridad de las personas. Por riesgo medio se entiende la situación de un vertedero cuya inestabilidad provocaría daños significativos para el medio ambiente pero no para la seguridad de las personas. Las situaciones de alto riesgo son aquellas en las que se pueden pro-*

Tabla 2 – Valores de los coeficientes de seguridad indicados en el borrador del “Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001”.

Riesgo	Tipo de residuo		
	Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	1,30	1,40	1,50
Medio	1,40	1,50	1,60
Alto	1,50	1,60	1,80

vocar daños a personas o impactos ambientales severos o irreversibles.” Por otra parte, la única indicación que se hace para la estabilidad en presencia de sismo es que el coeficiente de seguridad “*será como mínimo de 1,4 en vertederos de residuos peligrosos*”. Por último, se indica que “*se considerará en los cálculos la hipótesis de obturación de los drenajes. En dicha situación se estimará la posición del nivel de lixiviados y se calculará la estabilidad. Se admitirá una reducción de 0,10 en el coeficiente de seguridad sobre los valores especificados*”.

Como se puede apreciar el esquema conceptual es confuso puesto que se mezclan situaciones de cálculo (estática/sismo y problemas de obturación de los drenajes) con riesgo de rotura y no se establecen todos los valores de los coeficientes de seguridad.

5.2 – Discusión de los valores propuestos

En este apartado se hace una revisión crítica de los valores de los coeficientes de seguridad propuestos en el borrador del Desarrollo Técnico. Para ello se ha contado principalmente con la normativa aplicable a las presas por considerarse que las grandes presas son unas infraestructuras que se deben diseñar con unas condiciones de seguridad más restrictivas que las aplicables a los vertederos de residuos, ya que los efectos que puede tener un mal funcionamiento o la rotura, en última instancia, de una presa sobre las personas o el medio ambiente se pueden considerar, en general, superiores a las que puede causar la rotura de un vertedero.

La normativa actualmente vigente en el ámbito del proyecto de presas es el “Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses” (BOE de 30 de marzo de 1996), que “*tiene por objeto determinar las normas técnicas precisas para la seguridad de las presas y embalses. A tal fin, establece los requisitos y condiciones técnicas que deben cumplirse durante las fases de proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y estado de fuera de servicio de las presas y embalses, en orden a alcanzar sus óptimas condiciones de utilidad y seguridad, que eviten daños a las personas, a los bienes y al medio ambiente*”. Sin embargo, el Reglamento no concreta situaciones de cálculo y no aporta valores precisos de coeficientes de seguridad requeridos sino que “*...de acuerdo con lo que es la tendencia mundial en la materia, el Reglamento técnico no establece soluciones técnicas concretas en cada una de las fases de desarrollo y utilización de las presas y embalses que son responsabilidad específica del titular de la presa, sino que procede a fijar los criterios de seguridad que han de tenerse en cuenta para prevenir y limitar social y ambientalmente los riesgos potenciales que estas infraestructuras puedan representar*”.

Con objeto de concretar todos estos aspectos, el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNECP) consideró conveniente la redacción de una serie de Guías Técnicas de Seguridad de Presas. La Guía Técnica nº1 “Seguridad de Presas” fue redactada “*con el fin de reunir los requisitos básicos que rigen la filosofía, métodos y procedimientos aconsejables en la organización, vigilancia, evaluación y mantenimiento de la seguridad de presas y embalses, incorporando las experiencias nacionales e internacionales y refiriendo el conjunto a la legislación vigente*”.

Teniendo en cuenta esta interrelación entre los documentos anteriormente indicados, en el Reglamento se clasifican las solicitudes en normales, accidentales y extremas, en función del riesgo y de su permanencia temporal. Por su parte, la Guía Técnica nº 1 desarrolla más pormenorizadamente estas solicitudes, de tal forma que indica lo siguiente:

- Situaciones normales: se supone que el embalse está lleno al máximo nivel normal y las presiones intersticiales en el núcleo y cimiento alcanzan valores normales.
- Situaciones accidentales: son aquellas que tienen una duración limitada, por lo que se recomienda incluir todas las situaciones transitorias que se dan durante la construcción y durante el periodo de explotación tales como las distintas fases de construcción, embalse lleno a nivel de la avenida de proyecto, desembalse rápido, fallo del sistema de drenaje, embalse lleno y terremoto de proyecto.
- Situaciones extremas: son aquellas que tienen una probabilidad de ocurrencia baja, pudiendo considerarse situaciones como el embalse lleno a nivel de la avenida extrema, las distintas fases de construcción y terremoto de proyecto, fallo del sistema de drenaje y terremoto de proyecto, desembalse rápido y terremoto de proyecto o embalse lleno al nivel normal y terremoto de proyecto.

Para estas situaciones, la “Guía Técnica de Seguridad de Presas” recomienda que se empleen, para los cálculos de estabilidad, los coeficientes de seguridad que se incluyen en la Tabla 3.

Tabla 3 – Coeficientes de seguridad al deslizamiento recomendados por la “Guía Técnica de Seguridad de Presas” para presas de Categoría A.

Situación de cálculo	Coefficiente de seguridad
Normal	1,4
Accidental	1,3
Extrema	> 1,0

El análisis de los valores recogidos en la tabla anterior muestra que, para las presas de Categoría A (que engloba las grandes presas), el valor del coeficiente de seguridad mínimo a exigir pasa de 1,4 para una situación normal, a 1,3 y 1,0 para situaciones accidental y extrema, respectivamente, entre las que están consideradas las producidas por sismos. Esto implica una disminución del valor del coeficiente de seguridad, para las solicitudes accidental y extrema, respectivamente, de 0,1 y 0,4 respecto al valor exigido para una solicitud normal.

De la comparación entre las dos normativas españolas se extrae que, la diferencia más significativa corresponde al coeficiente de seguridad propuesto para las situaciones sísmicas, ya que en el Desarrollo Técnico se propone un valor de 1,4, que es superior al valor propuesto en la normativa de presas (entre 1,3 y 1,0, en función del tipo de sismo a considerar).

5.3 – Propuesta de valores para los coeficientes de seguridad

Teniendo en cuenta todos los aspectos comentados, en este artículo se hace una propuesta de valores de los coeficientes de seguridad al deslizamiento que se deben exigir en los cálculos de estabilidad en vertederos, recogidos en la Tabla 4, basándose en los siguientes aspectos:

- Se considera interesante diferenciar los valores en función de las situaciones de cálculo, el tipo de residuo a almacenar y el riesgo potencial de rotura.

- Para las situaciones normales, se considera apropiado la utilización de los valores recogidos en la normativa española, tal como se indica en la Tabla 2.
- Para las situaciones accidentales, se considera adecuado la disminución de los coeficientes de seguridad en 0,1, respecto de los valores correspondientes a la situación normal.
- Para situaciones extraordinarias, incluyendo situaciones sísmicas, se considera pertinente la utilización del mismo rango de valores (entre 1,0 y 1,3) utilizados en los cálculos de grandes presas.

Tabla 4 – Propuesta de valores de los coeficientes de seguridad al deslizamiento.

Riesgo	Situación de cálculo	Tipo de residuo		
		Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	Normal	1,30	1,40	1,50
	Accidental	1,20	1,30	1,40
	Extraordinaria	1,05	1,10	1,20
Medio	Normal	1,40	1,50	1,60
	Accidental	1,30	1,40	1,50
	Extraordinaria	1,10	1,20	1,25
Alto	Normal	1,50	1,60	1,80
	Accidental	1,40	1,50	1,70
	Extraordinaria	1,20	1,25	1,30

Nota: se han sombreado los grupos de valores coincidentes

El análisis de los valores de la tabla anterior permite apreciar que hay una gradación entre los valores del coeficiente de seguridad que tiene en cuenta los distintos riesgos de rotura, los diferentes tipos de residuos y las situaciones de cálculo a considerar. A este respecto, se han sombreado los grupos de valores coincidentes con objeto de que se visualicen fácilmente las combinaciones de riesgo y tipo de residuo para los que se proponen los mismos valores del coeficiente de seguridad.

6 – CASO PRÁCTICO

6.1 – Descripción del vertedero

El vertedero objeto de este caso práctico tiene una morfología rectangular, ocupando un área de 40.630 m². El fondo del vaso está formado por un primer tramo de 48 m de longitud con una inclinación de 21° y un segundo tramo más largo, de 78 m de longitud, cuya inclinación es de 5,5°. Al final del segundo tramo se ha ejecutado un dique de tierras, formado por un primer tramo de 23 m e inclinación 17,5°, un segundo tramo horizontal de 10 m y a continuación un último tramo de 32 m de longitud y 26° de inclinación. En la Figura 4 se muestra el perfil de excavación del vertedero junto con la configuración de residuos proyectada que consta de un primer tramo ascendente de 32 m de longitud y 20° de inclinación, seguido de un tramo horizontal de 6 m de longitud. A continuación hay tres tramos descendentes de 28 m de longitud cada uno y 20° de inclinación, separados por dos tramos horizontales, a modo de bermas, de 5 m de longitud.

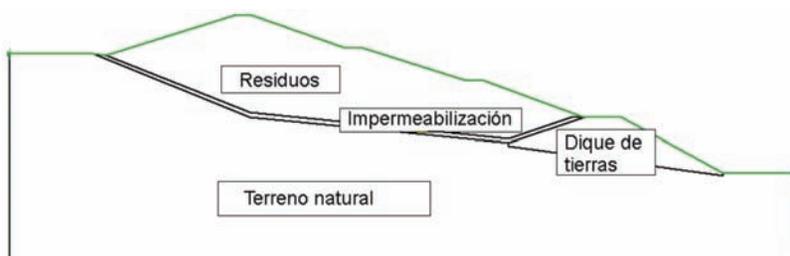


Fig. 4 – Sección del vertedero en estudio.

El paquete de impermeabilización colocado en el vertedero consta de dos capas de geocompuestos geobentoníticos, cada una de ellas situadas entre dos geomembranas. Ambos conjuntos están separados entre sí por un geodrén. Las geomembranas que recubren las dos capas de los compuestos geobentoníticos son estructuradas en la base del vertedero y texturizadas en los taludes superior y del dique de cierre. En la Figura 5 se recogen sendas fotografías de estas geomembranas en las que se puede ver que la geomembrana texturizada tiene una superficie bastante lisa mientras que la membrana estructurada tiene unos resaltes verticales que le dan gran rugosidad superficial. Por otra parte, dicho paquete de impermeabilización está separado de la masa de residuos y del terreno natural inferior por sendas capas de grava silícea.

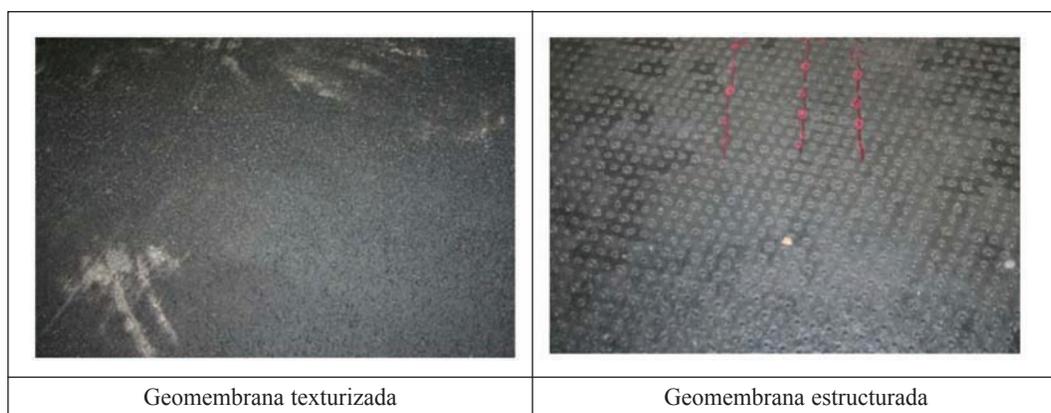


Fig. 5 – Fotografías de las geomembranas utilizadas.

Por otra parte, en la Figura 6 se muestra la posición de los niveles piezométricos utilizados en los cálculos para las situaciones normal y accidental, derivada de la rotura del sistema de drenaje.

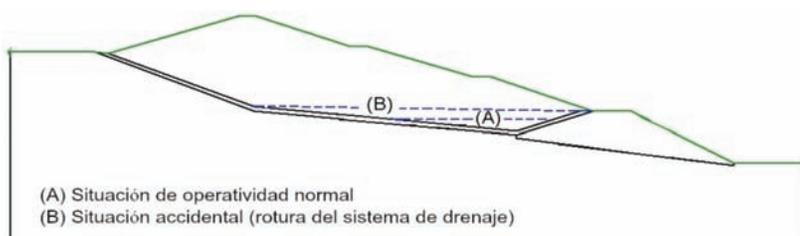


Fig. 6 – Niveles piezométricos considerados en la situación de cálculo correspondiente a una operatividad normal del vertedero (A) y a una situación accidental producida por la rotura del sistema de drenaje (B).

6.2 – Modelización

Los cálculos de estabilidad del vertedero objeto de estudio pueden dividirse en dos partes. Por un lado se ha realizado un cálculo de estabilidad por el método de equilibrio límite con el objeto de determinar el coeficiente de seguridad respecto al deslizamiento por los contactos pésimos que se determinen en los paquetes de impermeabilización y, por otro, un análisis tenso-deformacional con el fin de determinar el nivel tensional al que se ven sometidos los diferentes materiales involucrados en el cálculo, estimar los movimientos, tanto en la masa de residuos como en el paquete de impermeabilización, que pueden aparecer durante el llenado de la celda de seguridad, y contrastar los resultados de los cálculos efectuados por el método de equilibrio límite.

En los cálculos tenso-deformacionales por el método de los elementos finitos, el contacto pésimo del paquete de impermeabilización se ha modelizado con un elemento denominado “interfaz” que representa una superficie, con un espesor virtual, a la que se puede asignar una resistencia al corte, definida por un valor de cohesión y ángulo de rozamiento. Por otra parte, las geomembranas estructuradas que refuerzan las capas de geobentonitas, incluidas en el paquete de impermeabilización, se han modelizado con un elemento denominado “geogrid” al que se le asigna una rigidez axial, definida por el producto del módulo de deformación (E) y del área de la geomembrana (A), y un valor máximo de axil de tracción (N_{max}).

Por último, se debe indicar que la colocación de los rellenos en el vertedero se ha modelizado por fases, tratando de reproducir el proceso de llenado previsto.

6.3 – Valores de resistencia al corte utilizados para el cálculo

En los apartados anteriores se ha analizado la conveniencia de utilizar como parámetros representativos de la resistencia del paquete de impermeabilización, los valores obtenidos en condiciones de resistencia pico o residual y en condiciones secas o húmedas. Además se ha realizado un resumen de los datos disponibles en la bibliografía sobre los valores típicos de la resistencia al corte de paquetes de impermeabilización formados por geocompuestos bentoníticos y geomembranas, semejantes al utilizado en el vertedero en estudio. A continuación se comparan estos valores con los resultados obtenidos en los ensayos de corte directo que se han realizado para el análisis de estabilidad del vertedero aquí mostrado.

El estudio conjunto de todos estos resultados ha permitido determinar unos parámetros representativos con los que se han hecho los cálculos cuyos resultados se mostrarán más adelante.

6.3.1 – Valores obtenidos en ensayos de laboratorio

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX dispone de un equipo de corte directo equipado con una caja de 30 x 30 cm en la que se pueden realizar ensayos para determinar la resistencia al corte de contactos entre geotextiles, siguiendo la norma UNE-EN 12957-1:2005. El procedimiento consiste en fijar los geotextiles a ensayar en láminas de madera que se colocan en la caja de corte de tal manera que el contacto quede situado en el plano de corte de la caja. En la Figura 7 puede observarse la disposición del geocompuesto bentonítico fijado a una lámina de madera y la geomembrana situada en la caja de corte.

Los resultados de los ensayos realizados, utilizando este equipo, entre los distintos elementos que componen el paquete de impermeabilización del vertedero en estudio se muestran en la Tabla 5 para ensayos realizados en condiciones húmedas y en la Tabla 6 para ensayos realizados en condiciones secas. Cabe destacar que las tensiones tangenciales pico reflejadas en dichas tablas se han obtenido para desplazamientos en torno a 10 mm, lo que en una caja de corte de 30 x 30 cm corresponde a una deformación en el entorno del 3%.

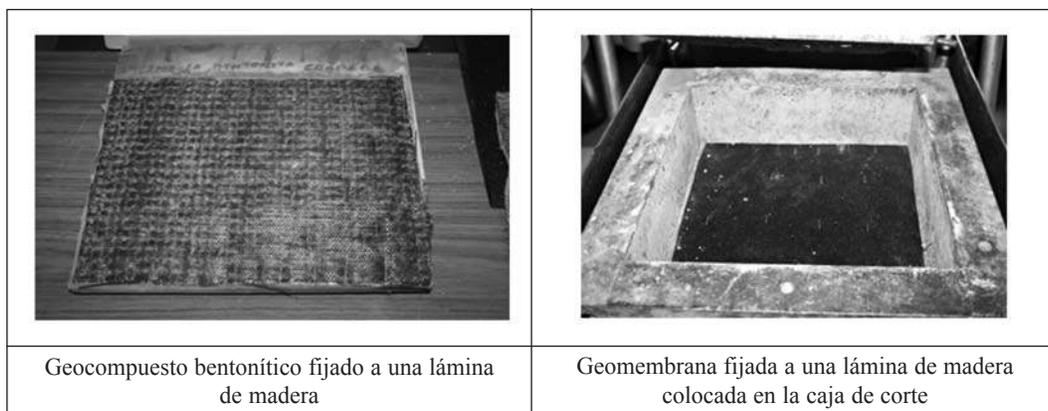


Fig. 7 – Disposición de los geotextiles en láminas de madera para su ensayo de corte.

Puede observarse que las resistencias tangenciales más bajas se han obtenido para los contactos entre el compuesto geobentonítico y la geomembrana texturizada, como era de esperar dadas las características de rugosidad de estas últimas geomembranas.

En las Figuras 8 y 9, a modo de ejemplo, se han representado los valores de las resistencias de pico obtenidos de los ensayos realizados en condiciones secas y de las resistencias residuales obtenidas en condiciones inundadas.

Tabla 5 – Resultados de los ensayos de corte directo disponibles realizados entre los distintos elementos que componen el paquete de impermeabilización en condiciones húmedas.

Contacto ensayado	σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	$\tau_{residual}$ (kPa)	Resistencia pico		Resistencia residual		Condición del ensayo
				φ (°)	c (kPa)	φ^* (°)	c (kPa)	
GM* - GCL	70	25	22	16	7,5	10,5	11	Inundado
	200	71	53					
	350	107	75					
GM* - GCL	70	25	20	16	12	11	8,5	Inundado
	200	83	53					
	350	107	76					
GM - GT	69	61	50	32	29	17	24	Inundado
	196	115	100					
	134	176	170					
GM - GCL	3	7	3	22	25	20	20	Inundado
	69	68	60					
	196	122	105					
	343	169	132					
GM - GCL*	3	20	14	36	20	25	16	Inundado
	70	77	58					
	200	121	86					
	350	158	121					

GCL: Compuesto geobentonítico A **GT:** Geotextil **GM*:** Geomembrana texturizada
GM: Geomembrana estructurada **GCL*:** Compuesto geobentonítico B

Es de destacar que en los ensayos realizados en condiciones inundadas se dispone además de ensayos con presiones normales muy bajas, en los que se han obtenido valores muy pequeños de resistencia lo que implica que, para estas condiciones, el efecto de la cohesión es prácticamente nulo.

Tabla 6 – Resultados de los ensayos de corte directo disponibles realizados entre los distintos elementos que componen el paquete de impermeabilización en condiciones secas.

Contacto ensayado	σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	$\tau_{residual}$ (kPa)	Resistencia pico		Resistencia residual		Condición del ensayo
				φ (°)	c (kPa)	φ_0 (°)	c (kPa)	
GM* - GCL	70	27	24	23,5	0	16	3	Seco
	200	81	60					
	350	155	105					
GM- GT	69	59,2	50	34	23	20	23	Seco
	196	124,9	105					
	343	176	125					
GM – GCL* (cara1)	69	38	38	62	28	13	24	Seco
	196	167	110					
	343	245	160					
GM – GCL* (cara2)	69	50	49	19	26	12	26	Seco
	196	118	99					
	343	182	180					
GM - GD	69	53	45	17	25	0,8	26	Seco
	196	102	80					
	343	181	180					

GCL: Compuesto geobentonítico A **GT:** Geotextil **GM*:** Geomembrana texturizada
GM: Geomembrana estructurada **GCL*:** Compuesto geobentonítico B

Por otra parte, en las Figuras 8 y 9 se muestra la recta que mejor ajusta matemáticamente los valores obtenidos y la recta que se ha considerado para determinar los valores representativos que vienen a suponer una reducción del 15% de los valores deducidos del mejor ajuste. Estos valores representativos se han recogido en la Tabla 7.

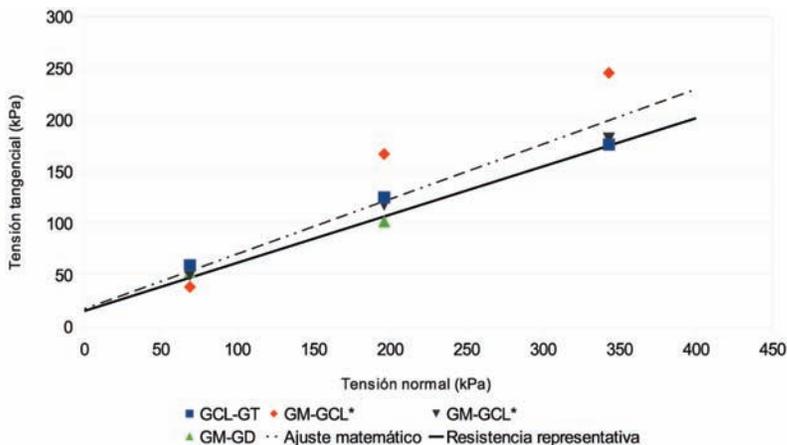


Fig. 8 – Resistencia de pico obtenida en los ensayos realizados en condiciones secas.

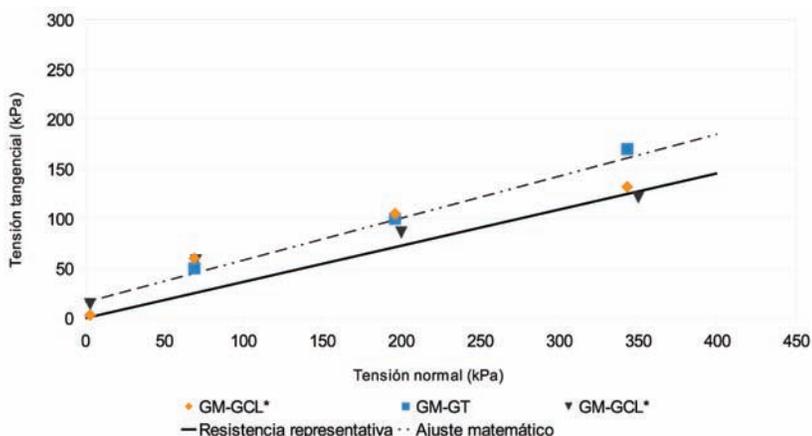


Fig. 9 – Resistencia residual obtenida en los ensayos realizados en condiciones inundadas.

Tabla 7 – Valores representativos de resistencia al corte de los paquetes de impermeabilización considerados en este estudio.

Condiciones de humedad	Geomembrana estructurada				Geomembrana texturizada			
	Resistencia pico		Resist. residual		Resistencia pico		Resist. residual	
	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)
Húmedo	10	22	0	20	5	20	0	16
Seco	15	25	0	22	7	15	0	10

Además, el conjunto de resultados obtenidos con las geomembranas estructuradas puede ajustarse a una curva parabólica, lo que abre el abanico de posibilidades a la hora de interpretar estos ensayos, tal como puede verse en la Figura 10, con la ventaja de tener en cuenta los valores prácticamente nulos de la resistencia al corte para tensiones normales bajas.

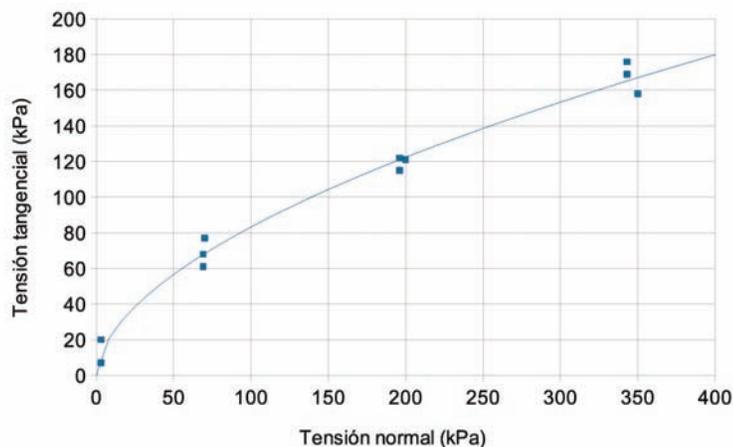


Fig. 10 – Resistencia residual obtenida en los ensayos realizados en condiciones inundadas.

6.3.2 – Comparación de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio con los procedentes de bibliografía

Con objeto de centrar los resultados del análisis bibliográfico que se ha mostrado en los apartados anteriores, se han identificado los datos relativos a los geocompuestos similares a los utilizados en el vertedero en estudio, con el fin de comparar dichos datos con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

Estos valores se muestran, de forma gráfica, en la Figura 11 junto con los datos de cálculo considerados representativos en el presente trabajo.

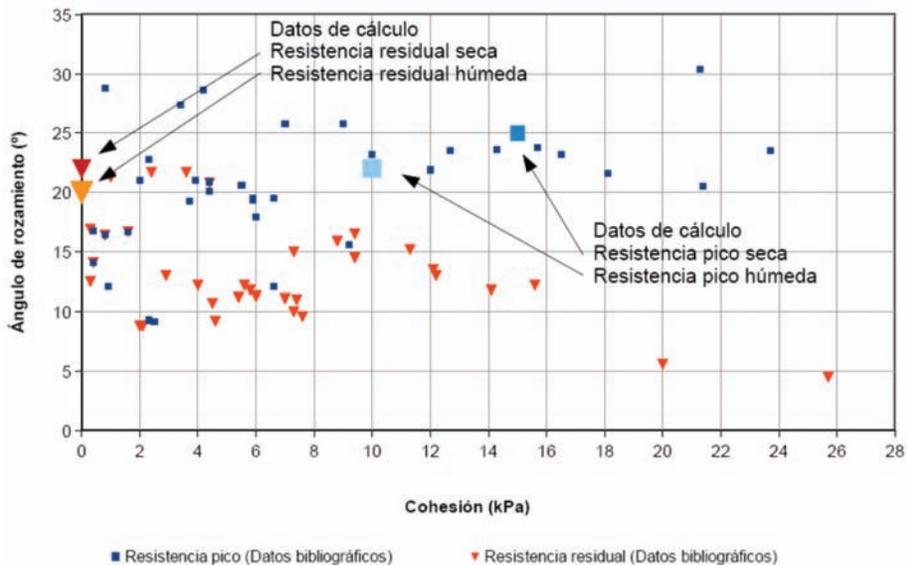


Fig. 11 – Valores de cohesión y ángulo de rozamiento obtenidos en contactos geomembrana-geocompuesto bentonítico similares a los utilizados en el vertedero objeto de estudio (McCartney *et al.*, 2009) y valores representativos de cálculo.

De la comparación de los datos bibliográficos y los valores representativos de cálculo estimados a partir de ensayos de laboratorio pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Los datos bibliográficos muestran cierta dispersión tanto en los valores pico como residuales.
- En condiciones de pico, el ángulo de rozamiento, según los datos bibliográficos, varía entre 8° y 31°, con un valor medio de 20,5°, mientras que la cohesión fluctúa entre valores próximos a 0 y 24 kPa, con una media de 8 kPa.
- Los valores de resistencia pico establecidos para los cálculos, tanto en condiciones húmedas como secas, se ubican dentro de la nube de puntos, en el entorno de los valores medios bibliográficos.
- En condiciones de resistencia residual, por su parte, el ángulo de rozamiento varía entre 4° y 22°, con un valor medio de 13°, mientras que la cohesión fluctúa entre valores próximos a cero y 26 kPa, con una media de 7 kPa.
- Los datos representativos de cálculo se encuentran en el extremo inferior de la nube de puntos en cuanto a los valores de cohesión ya que se han considerado cohesiones nulas tanto en condiciones secas como húmedas, y en el extremo superior del ángulo de rozamiento, con valores de 20 y 22° para condiciones húmedas y secas, respectivamente.

6.4 – Resultados: análisis deformacional

6.4.1 – Análisis cualitativo

El análisis cualitativo indica que los movimientos se limitan a la masa de residuos, no produciéndose ni asientos ni movimientos horizontales apreciables ni en el terreno natural ni en el dique de cierre. La zona con los desplazamientos de mayor magnitud corresponde a la parte de la masa de residuos que tiene más altura, ya que los movimientos calculados son debidos a la consolidación por peso propio. A partir de dicha zona, los desplazamientos van disminuyendo de forma gradual hacia las partes de menor cota.

En la Figura 12 se muestra la malla deformada y en la Figura 13 el diagrama de flechas del perfil del vertedero en estudio; en ambas figuras puede observarse que solamente se producen movimientos apreciables en la masa de residuos.

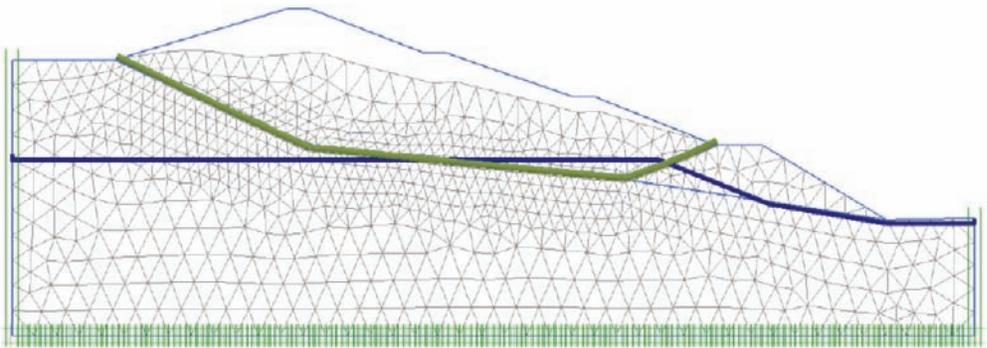


Fig. 12 – Malla deformada una vez modelizado el relleno de la celda de seguridad con residuos.

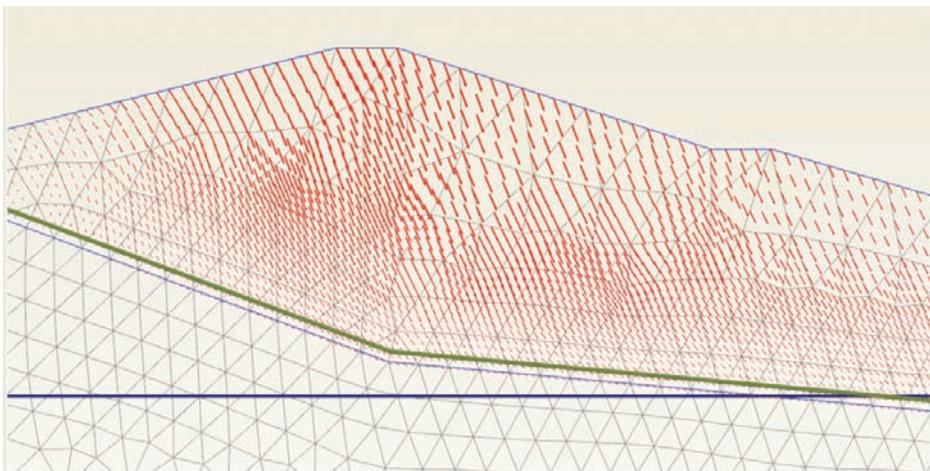


Fig. 13 – Diagrama de flechas del vertedero.

6.4.2 – Análisis cuantitativo

Los movimientos de mayor envergadura se producen en la parte superior de la masa de residuos habiéndose estimado un desplazamiento máximo de 50 cm. Los movimientos producidos se van reduciendo de forma gradual desde esta zona hasta las zonas más alejadas, de forma que en la parte inferior, los movimientos se han reducido hasta unos 20 cm. Estos movimientos son prácticamente iguales en todas las situaciones de cálculo analizadas.

Se considera que estos desplazamientos se van a producir en la masa de residuos durante el proceso de relleno del vertedero por lo que dichos movimientos son constructivos, es decir, se absorberán durante las propias operaciones de extendido y compactado y no producirán problemas a lo largo plazo, durante la vida útil del vertedero.

Por su parte, los desplazamientos obtenidos en la interfaz que modeliza el contacto pésimo del paquete de impermeabilización siguen la dirección general de los desplazamientos sufridos por la masa de residuos ya que presentan un movimiento general de asiento acompañado de un cierto movimiento hacia el dique de contención.

En la Figura 14 se representan los desplazamientos obtenidos en dicha interfaz en cada uno de los tramos de la parte inferior del vertedero. En el talud superior y en el fondo del vertedero, los desplazamientos se sitúan en el entorno de 11-13 cm, mientras que en el tramo del talud del dique de cierre, los movimientos son de alrededor de 4 cm. Los movimientos representados son muy significativos puesto que se puede apreciar que los desplazamientos van aumentando a medida que se descende de cota, correspondiendo dicho aumento de elongación a la mayor masa de residuos que se va soportando. En este caso, los desplazamientos calculados deben entenderse como movimientos que se van a ir acumulando en el contacto pésimo del paquete de impermeabilización durante el proceso de llenado de la celda.

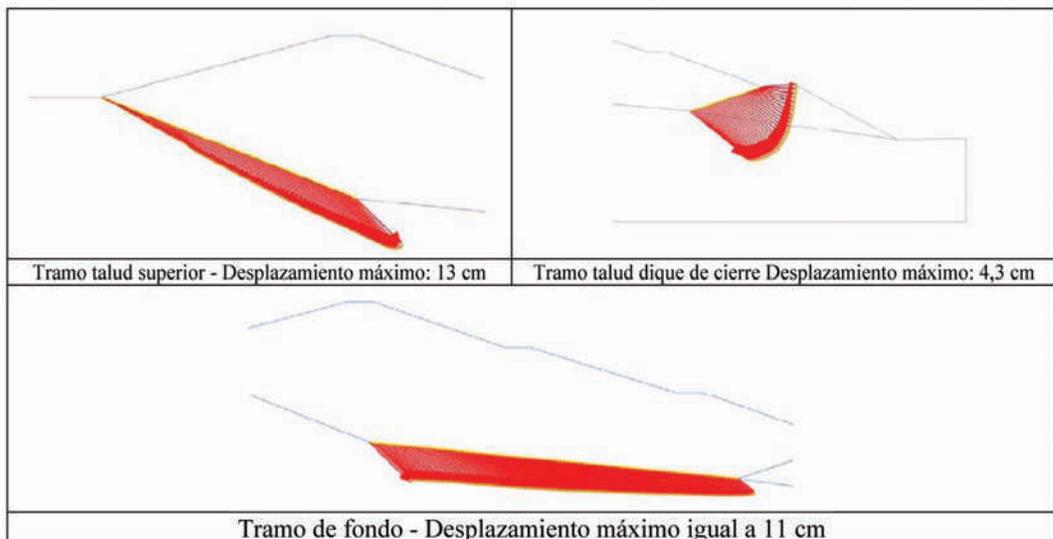


Fig. 14 – Desplazamientos determinados en cada tramo del paquete de impermeabilización.

Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, en el tramo del talud superior puede estimarse la deformación media del paquete de impermeabilización como cociente entre el desplazamiento máximo obtenido (de unos 13 cm) y la longitud del tramo en cuestión (de unos 48 m) obteniéndose un valor de 0,27%. Este valor de deformación es considerablemente más pequeño que las

deformaciones para las que se ha obtenido la resistencia de pico en los ensayos realizados en laboratorio para el contacto entre las geomembranas y los compuestos geobentoníticos que se sitúan en el entorno del 3%.

La gran diferencia existente entre la deformación correspondiente a la resistencia de pico con la deformación obtenida de los cálculos confirma la bondad de la hipótesis realizada en los cálculos de equilibrio límite, relativos a la situación de operatividad normal del vertedero, referente a la utilización de la resistencia de pico en el contacto pésimo como resistencia de trabajo.

6.5 – Resultados: Coeficientes de seguridad al deslizamiento

Se han realizado, mediante el método de los elementos finitos, cálculos del coeficiente global de seguridad del conjunto terreno-masa de residuos una vez reproducido el proceso de llenado del vertedero, con el objeto de comparar los resultados obtenidos con los que se obtuvieron en los cálculos realizados con el método del equilibrio límite. Los resultados obtenidos por ambos métodos se han recogido en la Tabla 8.

Tabla 8 – Coeficientes de seguridad obtenidos por el método de equilibrio límite y por el método de elementos finitos.

Situación de cálculo		Coeficiente de seguridad (Equilibrio límite)	Coeficiente de seguridad (Elementos finitos)
Normal	Operatividad normal	1,98	1,98
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	1,68	1,73
	Rotura del paquete de impermeabilización	1,99	2,01
Extraordinaria	Rotura generalizada	1,79	1,81
	Análisis sísmico	1,69	-

Puede verse que los valores obtenidos por ambos métodos han sido prácticamente coincidentes. Los coeficientes de seguridad más bajos corresponden a la situación extraordinaria de situación sísmica, en los que se obtuvo un valor de 1,80, muy superior al mínimo requerido de 1,25 de acuerdo con los valores de la Tabla 4.

Cabe destacar que las superficies de deslizamiento correspondientes a las distintas situaciones de cálculo obtenidas, tanto por el método de equilibrio límite como por elementos finitos, son muy similares entre sí, como se muestra, a modo de ejemplo, en la Figura 15 correspondiente a la situación de cálculo de operatividad normal del vertedero, lo que corrobora la bondad de los cálculos realizados.

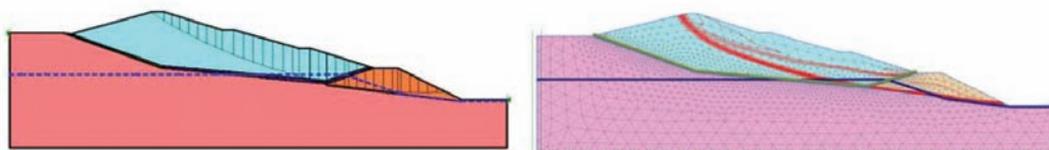


Fig. 15 – Superficie de deslizamiento obtenida por el método de equilibrio límite y por el método de elementos finitos en la situación de cálculo normal.

Por otra parte, se realizó adicionalmente un análisis de la contribución, a la estabilidad global del vertedero, de la geomembrana estructurada presente en el paquete de impermeabilización, resultando que dicha contribución en ningún caso supuso un aumento en el coeficiente de seguridad de un 1%, pudiendo considerarse despreciable.

7 – RESUMEN Y CONCLUSIONES

Como resumen de la revisión de la bibliografía realizada, se puede concluir que la decisión de utilizar la resistencia pico, la residual o un valor de resistencia intermedio debe realizarse en el contexto de la situación de cálculo específica considerada y que se deben combinar dichas resistencias con diferentes valores del coeficiente de seguridad mínimo a exigir.

La determinación de las condiciones hidráulicas en las que va a trabajar el paquete de impermeabilización influye en la forma de abordar los ensayos de corte a realizar en laboratorio, que pueden hacerse en condiciones secas, o inundando toda la caja de corte o, como situación intermedia, hidratando o saturando previamente la interfaz entre las capas a ensayar.

Se han definido una serie de situaciones de cálculo con las que se deben realizar los análisis de estabilidad y se han clasificado, en función de la probabilidad de ocurrencia y de su duración, como: normal, accidental y extraordinaria.

Se ha realizado una propuesta, recogida en la Tabla 1, que relaciona la situación de cálculo con la resistencia del sistema de impermeabilización, en lo que se refiere a los valores pico/residual a utilizar y a las condiciones hidráulicas a considerar.

Se ha realizado una propuesta, recogida en la Tabla 4, que relaciona cada situación de cálculo con el valor del coeficiente de seguridad al deslizamiento mínimo a exigir, en función del riesgo de rotura y del tipo de residuo almacenado.

El marco conceptual propuesto se ha utilizado en un caso práctico de un vertedero real en el que se han realizado análisis de estabilidad por equilibrio límite y cálculos tenso-deformacionales por el método de los elementos finitos.

Los cálculos tenso-deformacionales han permitido validar las geometrías pésimas de las superficies de deslizamiento, obtenidas en los análisis por equilibrio límite, y sus correspondientes valores del coeficiente de seguridad.

La deformación máxima del paquete de impermeabilización obtenida en los cálculos del caso práctico (con un valor de 0,3%), claramente menor que las deformaciones para las que se han obtenido la resistencia de pico en los ensayos de laboratorio (1,5 – 3%), confirma la bondad de la hipótesis realizada en los cálculos relativos a la situación de operatividad normal del vertedero, referente a la utilización de la resistencia de pico en el contacto pésimo como resistencia de trabajo.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP), 2005. *Guía Técnica nº 1 “Seguridad de Presas”*.

Estaire, J.; Pardo, F. (2012). *Stability analysis criteria in landfill design based on the Spanish codes*. 5th European Geosynthetics Congress. Valencia, Septiembre de 2012.

Filz, G.M.; Esterhuizen, J.B.; Duncan, J.M. (2001). *Progressive failure of lined waste impoundments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, N°. 10, Oct.: 834-840.

- Gilbert, R.B.; Scranton, H.B.; Daniel, D.E. (1997). *Shear strength testing for geosynthetic clay liners*. Testing and acceptance criteria for geosynthetic clay liners, L. Well (ed.), ASTM, Philadelphia, 55-71.
- Koerner, R.M.; Bowman, H.L. (2003). *A recommendation to use peak shear strengths for geosynthetic interface design*. GFR Magazine. April 2003.
- McCartney, J.S.; Zornberg, J.G.; Swan, R.H. (2009). *Analysis of a large database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 135, N° 2, Feb.: 209-223.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1996). *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*.
- Stark, T.D.; Poeppel, A.R. (1994). *Landfill liner interface strengths from torsional ring shear tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 120, N° 3, Mar.: 597-615.
- Subdirección General de Calidad Ambiental (2003). *Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001 relativo a las instalaciones de vertido de residuos. Rv.07. Documento de Trabajo*.
- Thiel, R. (2001). *Peak vs. residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses*. Proceedings of the 15th Annual GRI Conference Hot Topics in Geosynthetics - II, Geosynthetics Institute. Folsom, PA: 40-70.