



**Facultad de Ciencias Geológicas**

**Universidad Complutense de Madrid**

**MÁSTER UNIVERSITARIO EN  
INGENIERÍA GEOLÓGICA**

Curso 2022-2023

Análisis comparativo de la aplicación de las normativas  
Eurocódigo 7 y BS 8006-1:2010 en el estudio de  
terraplenes ferroviarios sobre suelos blandos.

*Comparative analysis of the application of standards Eurocode  
7 and BS 8006-1:2010 on the study of railway embankments on  
soft soils.*

**MARINA ALFARO RODRÍGUEZ**

TUTORA: Svetlana Melentijevic Devetakovic



**Facultad de Ciencias Geológicas**

**Universidad Complutense de Madrid**

**MÁSTER UNIVERSITARIO EN  
INGENIERÍA GEOLÓGICA**

Curso 2022-2023

Análisis comparativo de la aplicación de las normativas  
Eurocódigo 7 y BS 8006-1:2010 en el estudio de  
terraplenes ferroviarios sobre suelos blandos.

*Comparative analysis of the application of standards Eurocode  
7 and BS 8006-1:2010 on the study of railway embankments on  
soft soils.*

**MARINA ALFARO RODRÍGUEZ**

TUTORA: Svetlana Melentijevic Devetakovic

Fdo.:



**Facultad de Ciencias Geológicas**  
**Universidad Complutense de Madrid**

**DECLARACIÓN DE NO PLAGIO**

D./Dña. Marina Alfaro Rodríguez con NIF 49145615C, estudiante del Máster Ingeniería Geológica en la Facultad de Ciencias Geológicas de la Universidad Complutense de Madrid en el curso 2022-2023, como autor/a del trabajo de fin de máster titulado “Análisis comparativo de la aplicación de las normativas Eurocódigo 7 y BS 8006-1:2010 en el estudio de terraplenes ferroviarios sobre suelos blandos” y presentado para la obtención del título correspondiente, cuyo/s tutor/es son: Svetlana Melentijevic Devetakovic

**DECLARO QUE:**

El trabajo de fin de máster que presento está elaborado por mí y es original. No copio, ni utilizo ideas, formulaciones, citas integrales e ilustraciones de cualquier obra, artículo, memoria, o documento (en versión impresa o electrónica), sin mencionar de forma clara y estricta su origen, tanto en el cuerpo del texto como en las referencias bibliográficas. Así mismo declaro que los datos son veraces y que no he hecho uso de información no autorizada de cualquier fuente escrita de otra persona o de cualquier otra fuente. De igual manera, soy plenamente consciente de que el hecho de no respetar estos extremos es objeto de sanciones universitarias y/o de otro orden.

En Madrid, a 31 de Mayo de 2023

Fdo.:

## AGRADECIMIENTOS

*Quiero dedicar estas líneas de agradecimiento a todas aquellas personas que han contribuido a la realización de este TFM y han estado presentes en este camino.*

*En primer lugar, quiero agradecer a mi tutora del TFM, Svetlana Melentijevic, por su valiosa guía y apoyo durante todo el proceso de investigación. Sus consejos y conocimientos me han sido de gran ayuda para desarrollar este trabajo de la mejor manera posible. Mención especial a su paciencia y disposición, y por darme el tiempo que he necesitado para estar preparada mentalmente para embarcarme en este trabajo.*

*También quiero agradecer a mis profesores del Máster “Ingeniería Geológica”, por brindarme una formación de calidad y por todo lo que he aprendido en esas aulas.*

*Agradezco a mi empresa, IDOM, por permitirme compatibilizar mi trabajo con la realización del Máster y por brindarme la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos en este proyecto. Me siento afortunada de trabajar en un ambiente en el que se fomenta el aprendizaje y el desarrollo.*

*Mención especial también a Nacho Diego, profesional de Huesker, el cual siempre ha estado disponible para la resolución de todas mis cuestiones acerca del gran mundo que rodea a las geomallas.*

*No puedo olvidarme de mi familia, Mamá, Javi y Rubén, la cual me ha estado acompañando en todo momento y dándome fuerzas para seguir adelante. El contexto de este TFM no fue sencillo, se cruzaron problemas de salud importantes y gracias a esta experiencia que tuve que vivir, y a su apoyo, he aprendido que no hay obstáculo que no pueda ser superado con dedicación y esfuerzo.*

*Gracias Sergio, por tu amor, comprensión y paciencia en todo este proceso. Gracias por siempre ser una vía de escape para respirar y a la vez un impulso para llevar a cabo este proyecto.*

# ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
2.	ANTECEDENTES	2
3.	METODOLOGÍA	3
3.1	Verificación de capacidad portante	4
3.2	Verificaciones ULS	5
3.2.1	Estabilidad Local	6
3.2.2	Estabilidad Rotacional	6
3.2.3	Estabilidad al deslizamiento lateral	7
3.2.4	Estabilidad a la extrusión del cimiento	9
3.2.5	Estabilidad global	11
3.3	Verificaciones SLS	11
3.3.1	Deformación admisible del refuerzo	12
3.3.2	Asiento del cimiento	12
4.	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANALISIS	13
4.1.	Clasificación de materiales para construcción de terraplenes ferroviarios	13
4.2.	Geometría del terraplén ferroviario	14
4.3.	Enfoques del proyecto del EC7	17
4.4.	Casos de estudio	19
4.5.	Materiales del cimiento del terraplén	21
5.	RESULTADOS	23
5.1.	Comprobación capacidad portante	24
5.2.	Comprobación estabilidad local y rotacional sin geomallas	26
5.2.1.	Escenario 2	26
5.2.2.	Escenario 3	28
5.2.3.	Escenario 4	30
5.3.	Comprobación estabilidad local y rotacional con geomallas	31
5.3.1.	Escenario 2	32
5.3.2.	Escenario 3	33
5.4.	Comprobación estabilidad global con geomallas	35
5.4.1.	Escenario 2	37
5.4.2.	Escenario 3	37
5.5.	Comprobación asientos	39
5.6.	Comparación tensiones geomallas	43
5.7.	Comparación FS	45
6.	CONCLUSIONES	46
7.	BIBLIOGRAFÍA	48
	ANEXO 1 – ANÁLISIS DE LA CARGA DEL FERROCARRIL	49

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores parciales utilizados en el cálculo de la estabilidad al deslizamiento lateral.	9
Tabla 2. Clasificación de la calidad de los duelos. Fuente: UIC 719-R	14
Tabla 3. Requerimientos capa subbalasto	15
Tabla 4. Requerimientos capa de forma	16
Tabla 5. Requerimientos capa relleno del terraplén	17
Tabla 6. Parámetros geotécnicos de cálculo para las capas del terraplén	17
Tabla 7. Factores parciales correctores empleados en diferentes normativas	19
Tabla 8. Parámetros geotécnicos de cálculo para el Material Cohesivo 1	21
Tabla 9. Parámetros geotécnicos de cálculo para el Material Cohesivo 2	22
Tabla 10. Parámetros geotécnicos de cálculo para el Material de saneo	22
Tabla 11. Resultados obtenidos al relacionar la resistencia del terreno, frente a las cargas que soporta	25
Tabla 12. Resultados obtenidos al relacionar la resistencia del terreno saneado (2 m), frente a las cargas que soporta	25
Tabla 13. Resumen resultados de los FS obtenidos para el Escenario 2, con refuerzo y sin refuerzo	32
Tabla 14. Resumen resultados de los FS obtenidos para el Escenario 3, con refuerzo y sin refuerzo	34
Tabla 15. Resumen de los resultados de ejemplo de la diferencia entre las tensiones de diseño del refuerzo en función de la restricción de la deformación de geomalla	38
Tabla 16. Resumen de resultados obtenidos en el estudio de las deformaciones verticales	40
Tabla 17. Presentación de la diferencia en las tensiones de diseño requeridas con una limitación de la deformación al 3%, si únicamente se verifica la estabilidad rotacional y local, frente a la verificación completa de la estabilidad	43
Tabla 18. Presentación de la diferencia en las tensiones de diseño requeridas con una limitación de la deformación al 5%, si únicamente se verifica la estabilidad rotacional y local, frente a la verificación completa de la estabilidad	44

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Colocación de geomallas para mejorar la estabilidad de terraplenes. Fuente: British Standard 8006-1:2010	3
Figura 2. Verificaciones en estado limite último. Fuente: British Standard 8006-1:2010	5

Figura 3. Ajuste lineal según Mohr-Coulomb .....	7
Figura 4. Diagrama de fuerzas actuantes en el cálculo de la estabilidad al deslizamiento lateral en la interfaz relleno-refuerzo. Fuente: British Standard 8006-1:2010 .....	9
Figura 5. Esquema representativo del fenómeno de extrusión en terraplenes sobre suelos blandos. Fuente: Bidim Wavin Geosintéticos.....	10
Figura 6. Diagrama de fuerzas actuantes en el cálculo de la estabilidad a la extrusión del cimiento. 1 (Terraplén) y 2 (Geomalla). Fuente: British Standard 8006-1:2010 .....	11
Figura 7. Esquema de las verificaciones que se deberán hacer en Estado Limite de Servicio para terraplenes con refuerzo en el cimiento. Fuente: British Standard 8006-1:2010 .....	11
Figura 8. Sección transversal esquemática del terraplén del ferrocarril. Fuente: Adaptada de la UIC 719-R .....	14
Figura 9. Sección transversal del escenario 1. ....	20
Figura 10. Sección transversal del escenario 2. ....	20
Figura 11. Sección transversal del escenario 3. ....	20
Figura 12. Sección transversal del escenario 4. ....	21
Figura 13. Comprobación capacidad portante del terreno para el caso de EC7 ANB DA1C2 .....	25
Figura 14. Comprobación capacidad portante del terreno saneado (2m) para el caso de EC7 ANB DA1C2 .....	25
Figura 15. Superficie de rotura para el Escenario 2 a CP, sin refuerzo con E7 DA1C1 (Slide2 v. 9).....	27
Figura 16. Superficie de rotura para el Escenario 2 a LP, sin refuerzo con E7 DA1C1 (Slide2 v. 9).....	28
Figura 17. Superficie de rotura para el Escenario 3 a CP, sin refuerzo con E7 DA1C2 (Slide2 v. 9).....	29
Figura 18. Superficie de rotura para el Escenario 3 a LP, sin refuerzo con E7 DA1C2 (Slide2 v. 9).....	30
Figura 19. Superficie de rotura para el Escenario 4 a CP, sin refuerzo con BS 8006-1:2010 (Slide2 v. 9).....	31
Figura 20. Superficie de rotura para el Escenario 4 a LP, sin refuerzo con BS 8006-1:2010 (Slide2 v. 9).....	31
Figura 21. Superficie de rotura para el Escenario 2 a CP, con refuerzo ( $T_{ds}=300$ kN/m) con E7 DA1C1 (Slide2 v.9) .....	33
Figura 22. Superficie de rotura para el Escenario 3 a CP, con refuerzo ( $T_{ds}=70$ kN/m) con EC7 DA1C2 (Slide2 v.9).....	35
Figura 23. Ejemplo de la Hoja de Cálculo de comprobación $T_{ds}$ de geomalla para cumplimiento de todas las verificaciones para el caso específico de EC7 DA1C1.....	36

Figura 24. Presentación de resultados de diferentes verificaciones para el Escenario 2. ....	37
Figura 25 Presentación de resultados de diferentes verificaciones para el Escenario 3. ....	37
Figura 26. Superficie de rotura para el Escenario 3, con refuerzo (Tds=960 kN/m, limitación de 3% de deformación) con EC7 DA1C2 a CP (Slide2 v.9) .....	39
Figura 27. Superficie de rotura para el Escenario 3, con refuerzo (Tds=650 kN/m, limitación de 5% de deformación) con EC7 DA2 a CP (Slide2 v.9) .....	39
Figura 28. Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase (donde ya se ha construido el terraplén completo) para el Escenario 1. ....	41
Figura 29 Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase de construcción del terraplén para el Escenario 3.....	41
Figura 30 Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase (donde ya se ha construido el terraplén completo) para el Escenario 3 con refuerzo (Tds=960 kN/m). ....	42
Figura 31 Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase (donde ya se ha construido el terraplén completo) para el Escenario 3 con refuerzo (Tds=650 kN/m). ....	42

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Valores de FS obtenidos a CP para diferentes normativas en el Escenario 2. ....	26
Gráfica 2. Valores de FS obtenidos a LP para diferentes normativas en el Escenario 2.....	27
Gráfica 3. Valores de FS obtenidos en condiciones CP para diferentes normativas en el Escenario 3. ....	28
Gráfica 4. Valores de FS obtenidos a CP para diferentes normativas en el Escenario 3. ....	29
Gráfica 5. Valores de FS obtenidos en condiciones CP y LP para diferentes normativas en el Escenario 4. ....	30
Gráfica 6. Presentación de resultados de los FS a CP obtenidas para cada una de las normativas analizadas para el Escenario 2. ....	33
Gráfica 7. Presentación de resultados de los FS a CP obtenidas para diferentes normativas analizadas para el Escenario 3.....	34
Gráfica 8. Presentación de los resultados donde se observa la diferencia entre las tensiones de diseño del refuerzo (eje horizontal), en función de la deformación de geomalla (eje vertical) .....	38
Gráfica 9. Presentación de los resultados entre las tensiones de diseño del refuerzo, en función de la deformación y la normativa aplicada. ....	44
Gráfica 10. Diferencia entre los FS obtenido únicamente con verificación de la estabilidad local y rotacional frente a el FS obtenido al cumplir verificación de la estabilidad global.....	45

## RESUMEN

En este trabajo se realiza una comparativa entre diferentes normativas como el Eurocódigo 7 y el Anejo Nacional Británico asociado al Eurocódigo 7, en línea con un código de buenas prácticas como es la British Standard 8006, con el fin de evaluar sus diferencias en el estudio de un terraplén ferroviario sobre suelos blandos.

Para ello se realiza un primer cálculo donde se comprueba la capacidad portante del cimiento sobre el que apoya el terraplén mediante la fórmula analítica de Terzaghi. En los casos en los que el cimiento no sea suficientemente resistente se propondrán medidas adicionales.

Posteriormente se evaluará la estabilidad mediante el método de equilibrio límite empleando el programa SLIDE2 V9.008-2020, proponiendo diferentes soluciones geotécnicas a los escenarios de inestabilidad, tales como el saneo de diferentes espesores y la instalación de un refuerzo tipo geomalla. Esta estabilidad está basada en el cumplimiento de diferentes verificaciones tomadas de la British Standard 8006-1:2010.

Para las geomallas se proponen diferentes tensiones de diseño en función de diferentes normativas aplicadas para distintas condiciones de enfoques de proyecto, para las que los fabricantes deberán asegurar su cumplimiento con productos de sus catálogos para así poder garantizar la estabilidad de cada escenario estudiado.

Además, se analizan los desplazamientos verticales mediante el método de elementos finitos empleando el software RS2 9 Modeler; v.9.030 2019 donde se puede observar la afectación que tienen en la reducción de estos asientos soluciones como el saneo para realizar el reemplazo del terreno de diferentes espesores y las geomallas.

Finalmente se concluyen los resultados de todas las verificaciones realizadas, considerando así qué normativas son más restrictivas que otras y en qué se basan esas restricciones. Además de poder utilizar este trabajo para obtener órdenes de magnitud de las tensiones de diseño necesarias en cada caso y como se ven afectadas cuando se combina una geomalla con un reemplazo, con el fin de poder reducir costes y tiempos de construcción.

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La construcción de terraplenes reforzados sobre suelos blandos es un tema de gran importancia en la ingeniería geotécnica por su gran aplicación en obras lineales (carreteras y líneas férreas). Los suelos blandos son aquellos que presentan una baja capacidad portante y elevada compresibilidad. Por lo tanto, es esencial que se lleven a cabo los análisis detallados de la capacidad portante, la estabilidad de los taludes y el análisis de las deformaciones de terraplenes cimentados sobre suelos blandos para garantizar la seguridad de las personas y las infraestructuras.

En los últimos años, se ha demostrado que las geomallas son una solución efectiva de tratamiento para mejorar la estabilidad de terraplenes cimentados sobre suelos blandos. Las geomallas son estructuras de refuerzo geotécnico compuestas por una malla de alta resistencia a la tracción fabricada con materiales como polímeros, acero o fibra de vidrio. Estas mallas se instalan en el suelo para aumentar su resistencia y estabilidad.

El uso de geomallas en el tratamiento de terraplenes sobre suelos blandos es un tema de investigación en constante evolución. Existen diferentes tipos de geomallas que se utilizan en función de las necesidades específicas de cada proyecto. Por ejemplo, hay geomallas uniaxiales las cuales tienen una alta resistencia a la tensión en una dirección específica, longitudinal, siguiendo la expansión del rollo. Por otro lado, las geomallas biaxiales están diseñadas para soportar tensiones en varias direcciones, tanto longitudinales como transversales. Además, estas últimas geomallas tienen una gran capacidad para tolerar la tensión y una excelente resistencia a los daños que puedan ocurrir durante su instalación en la construcción (Sitharam T.G. et al.,2020).

En este trabajo de Fin de Máster se llevará a cabo un análisis de la capacidad portante de un terraplén ferroviario ubicado sobre suelos blandos, conociendo así si el terreno es lo suficientemente resistente para soportar el terraplén. Si no fuera así, se propondrá el saneo del cimiento como solución para aumentar esa capacidad portante, y una vez se consigan escenarios competentes, se propondrán análisis detallados de estabilidad. Se revisará la normativa existente sobre el tema y se presentarán casos de estudio para ilustrar la eficacia de las geomallas en el tratamiento de taludes inestables sobre suelos blandos. Además, se realizarán simulaciones numéricas (Slide2 y RS2) para evaluar el comportamiento de los taludes tratados con geomallas y se compararán con los resultados de los taludes no tratados.

El objetivo de este trabajo es proporcionar una visión detallada del uso de las geomallas como solución de tratamiento para mejorar la estabilidad de los taludes en suelos blandos. Estas pueden reducir los costos y el tiempo de construcción, además de aumentar la seguridad y la durabilidad de las infraestructuras en suelos blandos.

## 2. ANTECEDENTES

El presente trabajo de investigación se enfoca en un caso práctico específico relacionado con el estudio en profundidad de una serie de terraplenes emplazados sobre diferentes perfiles de suelos blandos con parámetros geotécnicos definidos que se han considerado como representativos. Estos terraplenes están diseñados para ser utilizados en vías ferroviarias de alta velocidad, con doble vía y ancho internacional de 1435 mm, destinados al transporte de pasajeros y mercancías, con una velocidad de diseño de hasta 249 km/h (NAP, 2021).

Para lograr el objetivo de este estudio, se analiza la capacidad portante del terreno frente al terraplén que se quiere diseñar, comprobando que los efectos de las acciones de diseño no excedan a las correspondientes resistencias. Además, se revisará la estabilidad comprobando que las fuerzas desestabilizadoras no superaren a las estabilizadoras, tanto a corto como a largo plazo (Bond A., 2008).

Para ello, se ha utilizado el método de equilibrio límite empleando el software de análisis de estabilidad SLIDE2 V9.008-2020, que permite realizar análisis numéricos de deslizamiento de taludes en condiciones de corto y largo plazo, considerando la ausencia o presencia de drenaje en el suelo, empleando diferentes medidas de refuerzo del terreno, aplicación de cargas y variando las normativas a aplicar.

Además del análisis de estabilidad, también se han realizado análisis de asientos para las secciones tipo de los terraplenes, utilizando el método de elementos finitos empleando el software RS2 9 Modeler; v.9.030 2019.

Posteriormente a estos análisis de estabilidad y asientos, se propone como solución a la inestabilidad detectada en los terraplenes el empleo de geomallas. Se calculará la resistencia a tracción a la que deberán ser diseñadas las geomallas, considerando las condiciones específicas de los terraplenes estudiados y los resultados obtenidos de los análisis numéricos realizados previamente.

El estudio propuesto en este TFM tiene una relevancia significativa en el campo de la ingeniería geotécnica y ferroviaria, ya que contribuirá a mejorar la comprensión de la estabilidad de terraplenes emplazados sobre suelos blandos en infraestructuras ferroviarias de alta velocidad. Además, la propuesta de utilizar geomallas como solución a la inestabilidad identificada en los terraplenes puede tener un impacto importante en la eficiencia y seguridad de la infraestructura ferroviaria, así como en la economía del proyecto.

### 3. METODOLOGÍA

Según se ha expuesto, el uso de geomallas es altamente beneficioso para mejorar la estabilidad de los terraplenes, especialmente en terrenos como los que se analizan en el presente estudio. La disposición adecuada de estas geomallas, con el único objetivo de controlar la estabilidad de los terraplenes sin controlar los asentamientos inducidos se presenta en la Figura 1:

- a) Se puede incorporar en la base del terraplén (1a) – Este es el modelo que se ha seguido en este trabajo
- b) Se puede incorporar en la base del terraplén en combinación con drenes verticales (1b) – Este método tiene como ventaja que gracias a los drenes verticales se puede evacuar el agua de manera efectiva del terreno que sirve como cimentación de terraplén, reduciendo la presión hidrostática del suelo y el tiempo de consolidación.
- c) Se puede combinar con colchones de piedra en la base del terraplén (1c) – Se describe una estructura tridimensional, conformada por una disposición de celdas interconectadas entre sí, que se asemeja a un panal. Esta estructura puede ser construida in situ mediante el uso de geomallas, las cuales se rellenan con material granular. Se espera que esta técnica mejore la adherencia entre los materiales granulares del relleno y los terrenos cohesivos subyacentes, a la vez que se logra una distribución de carga más uniforme.

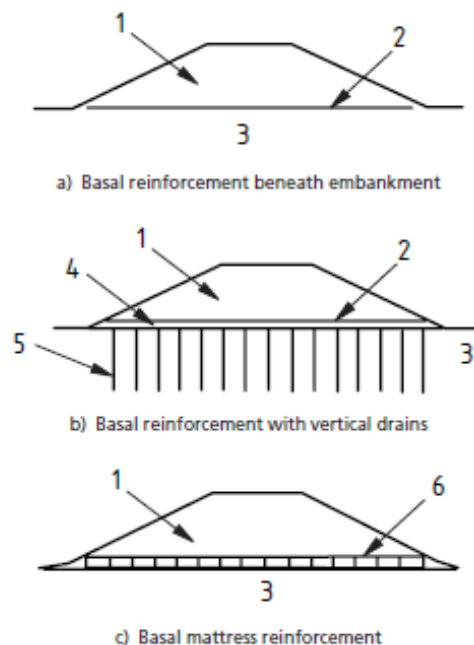


Figura 1. Colocación de geomallas para mejorar la estabilidad de terraplenes. Fuente: British Standard 8006-1:2010

Una de las principales causas de la inestabilidad de un terraplén sobre un terreno blando, es la resistencia al corte de dicho terreno como cimiento del terraplén indicando su limitada capacidad portante. Por ese motivo, la primera verificación que se llevará a cabo en el trabajo será la de la capacidad portante, comprobando así si el terreno por sí solo sería capaz de soportar la infraestructura diseñada, o si no fuese capaz, proponer diferentes soluciones. Una solución adecuada es la colocación de una geomalla a nivel de la cimentación del terraplén para prevenir la rotura del terreno de cimiento. (Figura 1 a)

La inestabilidad por cizallamiento experimentada en el terreno se reduce con el tiempo debido al proceso de consolidación durante y después de la construcción del terraplén ya que se produce una mejora de la resistencia al corte, siendo el período de construcción del terraplén el más crítico para el estudio de estabilidad. Al finalizar la construcción del terraplén, esta mejora podría ser insuficiente para resolver los problemas de inestabilidad o podría ser suficiente reduciendo la necesidad de emplear refuerzos como geomallas.

Se llevarán a cabo los análisis de estados límite último y de servicio de acuerdo con la normativa BS 8006-1:2010 para abarcar todos los posibles escenarios a los que la estructura pueda ser sometida. Todos esos escenarios, serán calculados con los factores parciales del Eurocódigo 7 (EC7), el Anejo Nacional Británico del EC7 (EC7 ANB) y la British Standard 8006-1:2010 (BS8006-1:2010).

El estado límite último (ELU) se alcanza cuando las fuerzas desfavorables son superiores a las favorables. Se propondrán factores parciales de material, de carga y de resistencia (Apartado 4.3, Tabla 7). Las cargas nominales, se verán incrementadas al multiplicarlas por estos factores parciales de carga ( $\gamma_G, \gamma_Q$ ), las propiedades de los materiales se verán reducidas al dividirlos por los factores parciales de material ( $\gamma_{\phi}, \gamma_c, \gamma_{cu}, \gamma_V$ ). Las resistencias de la interacción suelo-refuerzo, se multiplicarán también por su correspondiente factor ( $\gamma_R$ ).

En el estado límite de servicio (ELS), se estudia si las deformaciones que se producen en la vida útil de la estructura son admisibles. Los valores prescritos de los factores correctores en este estado asumen el valor de la unidad.

### **3.1 Verificación de capacidad portante**

En base a la similitud entre la cimentación del terraplén y la cimentación superficial, se puede verificar la capacidad portante siguiendo procedimientos análogos a esta última. En particular, para el caso de estudio, tal y como establece el EC7 (EN 1997-1), la situación más crítica se produce en condiciones no drenadas, por lo que primero se llevará a cabo el cálculo utilizando este enfoque.

La ecuación de Terzaghi (1943) es la base para calcular la capacidad portante, corrigiendo los parámetros del terreno y las acciones con los factores correctores correspondientes mostrados en la Tabla 7. Esta ecuación, se presenta a continuación (Eurocode 7, 1997)

$$q_{ult} = c' \cdot Nc^* + q \cdot Nq^* + \frac{\gamma \cdot B \cdot N\gamma^*}{2}$$

Donde:

- $c'$ : cohesión efectiva del terreno sobre el que se asienta el terraplén. En condiciones no drenadas, se sustituye por la resistencia al corte no drenado  $C_u$  (kPa)
- $Nc$ ,  $Nq$  y  $N\gamma$ : factores de capacidad portante. En el caso de condiciones no drenadas ( $\phi_u=0$ ), solo se aplica el factor  $Nc$  ( $\pi+ 2$ ).
- $\gamma$ : peso específico del terreno sobre el que se apoya el terraplén. ( $\text{kN/m}^3$ )
- $B$ : ancho del terraplén. (m)
- $q$ : sobrecarga aplicada en la base del terraplén ( $\text{kN/m}^2$ )

### 3.2 Verificaciones ULS

Se deben tener en cuenta las cinco verificaciones ilustradas en la Figura 2. Donde se representan diferentes tipos de estabilidades: Estabilidad Local (A), estabilidad rotacional (B), desplazamiento lateral (C), extrusión del cimiento (D) y estabilidad global (E).

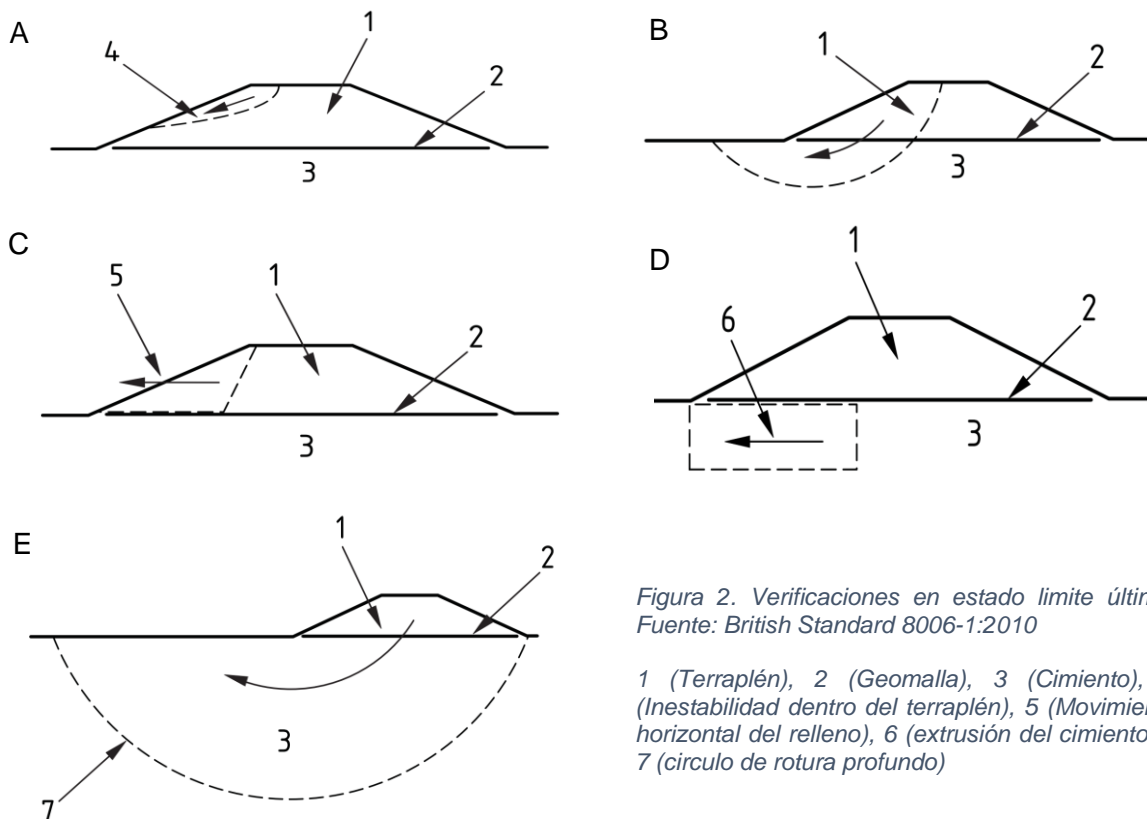


Figura 2. Verificaciones en estado limite último.  
Fuente: British Standard 8006-1:2010

1 (Terraplén), 2 (Geomalla), 3 (Cimiento), 4 (Inestabilidad dentro del terraplén), 5 (Movimiento horizontal del relleno), 6 (extrusión del cimiento) y 7 (circulo de rotura profundo)

### 3.2.1 Estabilidad Local

En lo que respecta a la estabilidad local del relleno de terraplén, se llevará a cabo un cálculo conforme a la normativa BS8006-1:2010. Que establece la siguiente formulación:

$$\frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan\varphi'}{\gamma_{\varphi'}}$$

Donde:

- H: Altura del terraplén.
- L<sub>s</sub>: Longitud horizontal de la pendiente lateral del terraplén (Figura 4)
- φ': Angulo de rozamiento interno del relleno del terraplén (Apartado 4.1, Tabla 6)
- γ<sub>φ'</sub>: factor corrector del ángulo de rozamiento interno del material del relleno del terraplén (Tabla 7).

Como se puede observar, únicamente se tienen en cuenta características intrínsecas del terraplén, como son la altura de este y propiedades geotécnicas de su material de relleno.

### 3.2.2 Estabilidad Rotacional

En lo que respecta a la estabilidad rotacional, se llevará a cabo un cálculo mediante el método de equilibrio límite empleando el programa Slide2.

Es preciso destacar que en Slide2 se han modelado dos casuísticas para cada uno de los escenarios contemplados, a saber:

- Parámetros del suelo a corto plazo con superficie de deslizamiento circular.
- Parámetros del suelo a largo plazo con superficie de deslizamiento circular.

Por otro lado, cabe mencionar que para la incorporación de la geomalla en el software se ha seguido la guía realizada por la empresa Huesker (Schmidt, C.F. y Araújo, T.O., 2016).

En el software se incluyen los siguientes parámetros:

- La aplicación de fuerzas se considera "pasiva", en virtud de que no se prevé ninguna carga inicial ni tensado del sostenimiento.
- En cuanto a la orientación de la fuerza, se tomará en cuenta que esta será "paralelo al refuerzo".
- En lo que concierne a la cobertura de las bandas, se hace referencia a la separación que habrá entre ellas. En el presente caso, las geomallas que se incorporarán serán mallas continuas, razón por la cual se deberá incorporar un valor del 100%.

- En cuanto a la resistencia a la tracción, se entenderá como la capacidad de carga máxima por metro de ancho de banda. También es conocido este término como “Resistencia al desgarro”
- En el estudio que nos ocupa, no se contempla el diseño de ningún tipo de anclaje, de tal forma que la resistencia máxima de diseño se alcanzará una vez desarrollada la longitud mínima entre el arrancamiento y el fallo por tracción.
- La estabilidad interna de una masa de suelo reforzado se rige por la interacción entre el suelo y el refuerzo. En este caso, al igual que en los modelos constitutivos generales de Mohr Coulomb, se seleccionará una resistencia al corte de la interfaz lineal, teniendo así valores de entrada el ángulo de fricción ( $\phi'$ ) y la adhesión ( $\alpha'$ ) para esta interfaz. En un modelo lineal, la adhesión entre la geomalla y el terreno, con tensión normal cero define la resistencia al corte de la interfase. El valor de la adherencia podrá variar en función de la cohesión del material con el que esté en contacto el refuerzo. El ángulo de fricción, en este mismo modelo de cálculo, define la resistencia al corte para una tensión normal mayor a cero.

$$\text{Adhesión} \rightarrow \alpha = 0.8 \cdot c'_{\text{relleno terraplén}}$$

$$\text{Ángulo de fricción} \rightarrow \phi' = \tan^{-1}(0.8 \cdot \tan \phi'_{\text{relleno terraplén}})$$

Este modelo, por tanto, se basa en la siguiente formulación, tal como se representa en la Figura 3:

$$\tau = c' + \sigma_n' \cdot \tan \phi'$$

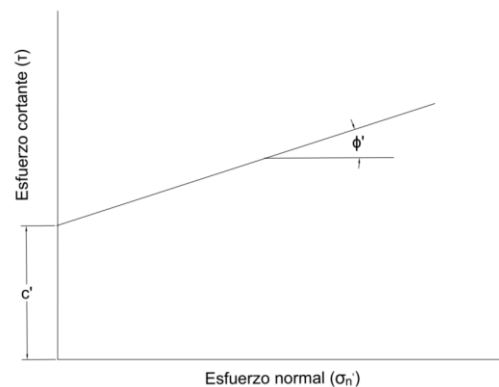


Figura 3. Ajuste lineal según Mohr-Coulomb

### 3.2.3 Estabilidad al deslizamiento lateral

Con el objetivo de estudiar la estabilidad respecto al deslizamiento lateral, se deberán considerar todas las superficies de rotura que se podrían desarrollar entre el terreno natural o saneado y el relleno del terraplén.

En el caso en que no se cuente con ningún tipo de refuerzo, se llevará a cabo una evaluación del deslizamiento lateral del terraplén mediante la utilización del método del equilibrio límite. Este método implica la comparación de las fuerzas que contribuyen a la estabilidad del terraplén, tales como el peso propio del mismo y la resistencia del terreno subyacente, frente

a las fuerzas desestabilizadoras, como son el esfuerzo cortante en la superficie del deslizamiento y el empuje.

Por el contrario, cuando se instala una geomalla, el deslizamiento lateral se verificará de tal manera que se asumirá que la carga máxima que soporta la geomalla es la que se sitúa en la coronación del terraplén, ya que es ahí donde se aplica la carga del ferrocarril. Es decir, esta sobrecarga estará dada por la propia carga del ferrocarril (Véase Apéndice 1).

Además, se deberá considerar la carga ejercida por el peso de las tierras del terraplén. Este relleno presentará ciertas propiedades geotécnicas (ver Apartado 4.1). Cada uno de estos parámetros estará asociado a unos factores correctores determinados por las normativas correspondientes (Tabla 7).

La carga a tracción de diseño ( $T_{ds}$ ) que deberá soportar la geomalla se puede calcular a partir de la siguiente ecuación (British Standard 8006-1:2010):

$$P_{fill} = T_{ds} = 0.5 \cdot K_a \cdot H \cdot (f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot f_q \cdot w_s)$$

Donde:

- $K_a$ : empuje activo que ejerce el propio relleno del terraplén
- $H$ : altura del terraplén
- $\gamma$ : peso específico del relleno de terraplén
- $w_s$ : sobrecarga del ferrocarril
- $f_{fs}$  y  $f_q$ : factores parciales correctores, del peso específico ( $\gamma_v$ ) y de la sobrecarga ( $\gamma_Q$ ). (Tabla 7).

Con este cálculo se obtendrá el valor de la carga a tracción de diseño que debe soportar la geomalla y verificar así la estabilidad del terraplén con la incorporación de este refuerzo. Esta tensión de diseño deberá multiplicarse por una serie de factores correctores (minoración por fluencia, por daños mecánicos, por efectos medioambientales y por daños dinámicos) para así poder conocer la tensión característica ( $T_{char}$ ) la cual le será útil a los diferentes fabricantes de geomallas para poder decidir qué tipo de refuerzo en su catálogo cumple en el diseño. Esos factores correctores, también definirán la vida útil de la geomalla. Hay diferentes rangos en función de la deformación de diseño que se le permita al refuerzo, en este caso, la tensión de diseño calculada en este trabajo se verificará para una vida útil de 120 años.

Es importante destacar que la longitud mínima de la geomalla ( $L_e$ ) no solo debe cumplir con el requisito de cubrir toda la longitud del terraplén, sino que también debe ser suficiente para evitar la posible rotura de la geomalla debido a la sobrecarga o al deslizamiento del relleno del terraplén.

Esta longitud mínima ( $L_e$ ) deberá ser superior a la longitud horizontal de los taludes del terraplén ( $L_s$ ). Esta longitud viene formulada a partir de la siguiente ecuación (British Standard 8006-1:2010), tal y como se muestra en la Figura 4.

$$L_e = \frac{T_{ds} * f_s * f_n}{\gamma * H * \alpha' * \frac{\tan \phi'}{f_{ms}}}$$

- $f_s / f_n$ : factores correctores al deslizamiento y a las ramificaciones de los daños (ver Tabla 1)
- $f_{ms} (\gamma_{\phi'})$ : factor corrector del ángulo de rozamiento interno del material del relleno del terraplén (ver Tabla 7).
- $\gamma / \phi'$ : parámetros geotécnicos del relleno del terraplén (peso específico y ángulo de rozamiento interno del material del relleno del terraplén) (Tabla 6).
- $H$ : altura del terraplén
- $\alpha'$ : adherencia refuerzo-terreno

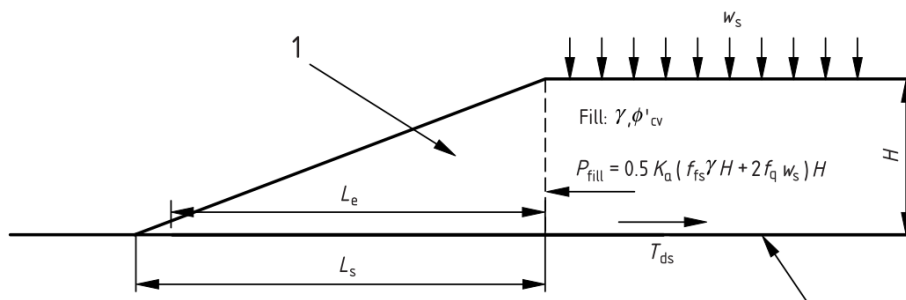


Figura 4. Diagrama de fuerzas actuantes en el cálculo de la estabilidad al deslizamiento lateral en la interfaz relleno-refuerzo. Fuente: British Standard 8006-1:2010

	ELU	ELS
Factor corrector al deslizamiento ( $f_s$ ) suelo-refuerzo	1.3	1.0
Factor corrector ramificaciones de los daños ( $f_n$ )	1.1	-

Tabla 1. Factores parciales utilizados en el cálculo de la estabilidad al deslizamiento lateral

### 3.2.4 Estabilidad a la extrusión del cemento

El presente fenómeno implica que la geometría del terraplén induce los desplazamientos del terreno blando de cemento hacia el exterior, superando los límites de resistencia al corte del material del cemento (Figura 5).

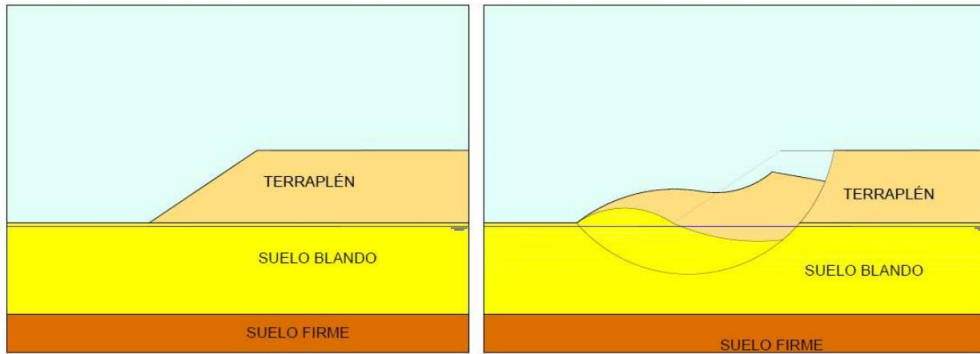


Figura 5. Esquema representativo del fenómeno de extrusión en terraplenes sobre suelos blandos. Fuente: Bidim Wavin Geosintéticos

La verificación de la extrusión del cimiento constituye una evaluación necesaria cuando el terraplén se apoya directamente sobre un suelo blando o cuando el nivel del suelo blando se ubica dentro del tercio inferior de la altura del terraplén diseñado.

Deberá llevarse a cabo un cálculo para determinar si el refuerzo cuenta con una resistencia a tracción suficiente para evitar dicha movilización. A fin de prevenir la extrusión, se deberá cumplir con la siguiente relación (BS 8006-1:2010):

$$R_{ha} \leq R_{hp} + R_s + R_R$$

Donde:

- $R_{ha}$ : fuerza horizontal que causa la extrusión del cimiento de terraplén
- $R_{hp}$ : fuerza horizontal debida a la resistencia pasiva del terreno de cimiento
- $R_s$ : fuerza horizontal debida a la resistencia al corte del terreno blando de cimiento a determinada profundidad  $z_c$
- $R_R$ : fuerza horizontal debida a la resistencia al corte del cimiento justo en el contacto del terreno con la geomalla

Véase esquemáticamente que implica cada una de estas fuerzas en la Figura 6.

Se debería llevar a cabo el análisis de sensibilidad para diferentes valores de  $z_c$  para determinar el valor mínimo de longitud  $L_s$  que previene la extrusión del cimiento del terraplén, siendo el valor máximo de  $z_c$  equivalente a  $2H$ .

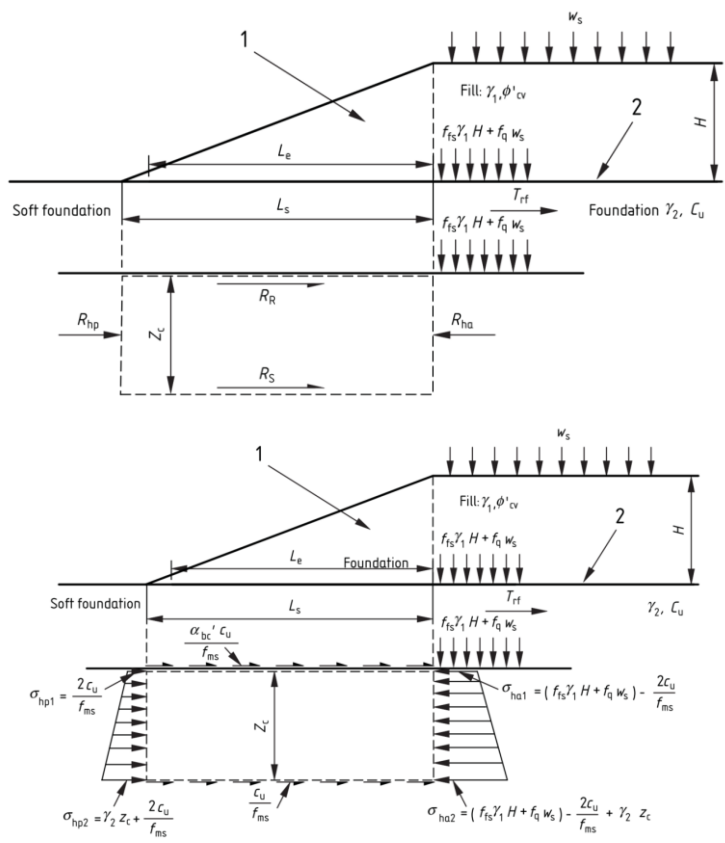


Figura 6. Diagrama de fuerzas actuantes en el cálculo de la estabilidad a la extrusión del cemento. 1 (Terraplén) y 2 (Geomalla). Fuente: British Standard 8006-1:2010

**3.2.5 Estabilidad global**

La estabilidad global, se analiza por medio del software Slide2 descrito previamente en los Apartados 3.2.1 y 3.2.2.

Esta verificación es indispensable a la hora de comprobar que no se produzca ninguna rotura rotacional profunda (Figura 2) empleando el método de equilibrio límite aplicando los coeficientes parciales adecuados.

**3.3 Verificaciones SLS**

En estado límite de servicio, se deben tener en cuenta las dos verificaciones siguientes (Figura 7). Donde a la izquierda se representa la deformación de la geomalla, y a la derecha el asiento del cemento. Los valores señalados en la figura se refieren al Terraplén (1), al refuerzo tipo geomalla (2) y al cemento (3)

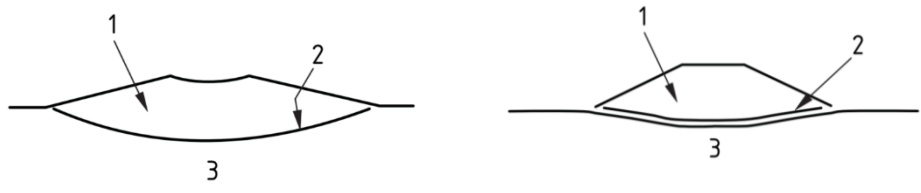


Figura 7. Esquema de las verificaciones que se deberán hacer en Estado Limite de Servicio para terraplenes con refuerzo en el cemento. Fuente: British Standard 8006-1:2010

### 3.3.1 Deformación admisible del refuerzo

Al instalar las geomallas en el terreno, se genera un efecto de refuerzo que incrementa la resistencia del suelo y reduce su deformación, gracias a que las geomallas mejoran la distribución de carga en el terraplén, reduciendo la concentración de esfuerzos y evitando la formación de puntos críticos que puedan provocar deformaciones. Las deformaciones inducidas en geomallas se deberían determinar de las cargas aplicadas.

Actualmente, existen recomendaciones específicas acerca del valor máximo de deformación admisible de las geomallas para garantizar su adecuado desempeño. En este sentido, se establece que la deformación máxima de la geomalla no debería exceder el 5% en situaciones de corto plazo y del 5% al 10% en situaciones de largo plazo (BS 8006-1:2010). No obstante, en el diseño de terraplenes sobre suelos blandos y sensibles se requiere una atención especial en la compatibilidad de deformación entre el suelo y el refuerzo. Por lo tanto, se propone una reducción del valor máximo de deformación al 3% y al 5% con el objetivo de asegurar una capacidad de carga adecuada y una vida útil prolongada de la estructura.

### 3.3.2 Asiento del cimiento

La presencia de geomallas en la base del terraplén no tiene una influencia directa y significativa en la reducción de los asientos que el terraplén experimentaría si se diseñara con o sin refuerzo mediante geomallas. Los asientos del terraplén inducen deformaciones por tracción y consecuentemente la carga en las geomallas instaladas.

El principal motivo por el que no son mejoras del terreno utilizadas para reducir los asientos es debido a que el principal factor que incide en los asientos de los terraplenes es la consolidación del suelo subyacente, la cual se produce por la disminución de volumen del suelo debido a la carga del terraplén. Las geomallas, por su parte, no tienen un efecto directo sobre la consolidación del suelo y, en consecuencia, no tienen la capacidad de reducir de manera significativa estas deformaciones.

En este trabajo, se han calculado los asientos, tanto en los escenarios con geomalla como sin ellos, para así poder demostrar que no tienen una gran influencia en la reducción de estos. Para ello, se ha utilizado el método de elementos finitos empleando el software RS2 y los resultados se pueden comprobar en el apartado 5.5.

## 4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANALISIS

### 4.1. Clasificación de materiales para construcción de terraplenes ferroviarios

La calidad de un suelo estará determinada por sus propiedades geotécnicas y las condiciones hidrológicas. Estas condiciones, se considerarán buenas con el cumplimiento de los siguientes tres requisitos: el terreno a evaluar se encuentre lo suficientemente por encima del nivel más alto de las aguas subterráneas, que no exista flujo natural perjudicial transversal, longitudinal o vertical entre las capas y que el agua de lluvia se drene correctamente (UIC 719-R).

Con esto, se pueden clasificar los diferentes tipos de suelos en niveles de calidad:

- QS0: Suelos inadecuados y que por lo tanto requieren mejoras como sustitución, estabilización, uso de geotextiles...
- QS1: Suelos que se consideran aceptables si se cuenta con un drenaje adecuado y se mantienen en buen estado. También se podrían mejorar (estabilizantes, aglutinantes...)
- QS2: Suelos calidad intermedia.
- QS3: Suelos calidad buena.

En la siguiente Tabla 2 se describen las características de cada tipo de calidad de suelo:

Tipo de Suelo. (Clasificación geotécnica)	Clase de calidad del suelo
a. Suelos con alto contenido de materia orgánica. b. Suelos blandos, con contenido de más del 15 % de finos, con alto contenido de humedad, inapropiados para compactar. c. Suelos tixotrópicos (p.e.: arcillas de gran susceptibilidad). d. Suelos conteniendo material soluble (p.e.: rocas salinas o yeso). e. Terreno contaminado (p.e.: residuos industriales). f. Suelos con un contenido medio de materia orgánica. g. Suelos de alta plasticidad, con más del 15% de finos, suelos colapsables o suelos expansivos.	QS0
h. Suelos con contenido de finos > 40 % (excepto los suelos clasificados como b o g). i. Rocas muy susceptibles a la meteorización.	QS1
j. Suelos con contenido de finos entre el 15 y el 40 % (excepto los clasificados como b o g). k. Rocas moderadamente susceptibles a la meteorización. l. Rocas blandas	QS1 (O QS2 si las condiciones climáticas son buenas)
m. Suelos con contenido de finos entre el 5 y el 15 %, excepto los suelos colapsables.	QS2

n. Suelos uniformes ( $C_u \leq 6$ ), con contenido de finos < 5 %, excepto los suelos colapsables.	(O QS3 si las condiciones climáticas son buenas)
o. Rocas moderadamente duras.	
p. Suelos bien graduados, con contenido de finos < 5 %.	QS3
q. Rocas duras	

Tabla 2. Clasificación de la calidad de los suelos. Fuente: UIC 719-R

#### 4.2. Geometría del terraplén ferroviario

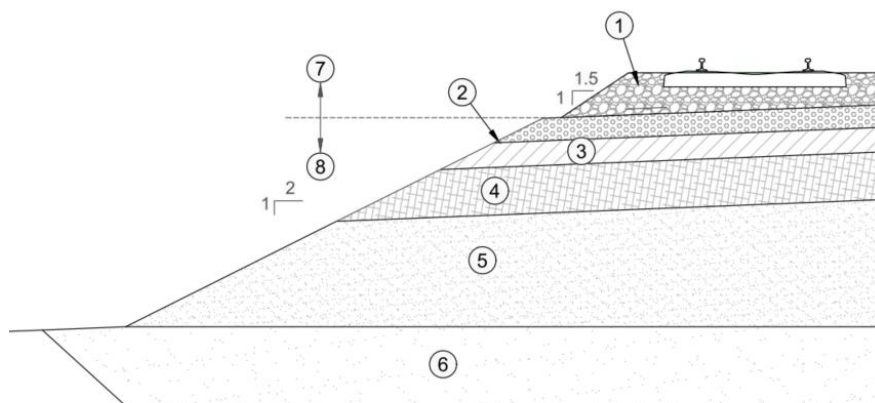
El diseño de los taludes de los terraplenes de este trabajo se realizará con una geometría que varía entre 2H:1V (subestructura) según la UIC 719-R y 3H:2V (superestructura) según NAP 1-2-1.0, con el objetivo de garantizar su estabilidad.

Los terraplenes se diseñarán para que tengan una estabilidad adecuada frente al fallo por cizalladura y para garantizar que cualquier deformación se encuentre dentro de límites aceptables, tal y como se ha comentado en el apartado 3.2.1.

Para poder diseñar la sección transversal del terraplén, se requerirá información previa, como:

- Anchura máxima de la parte superior del terraplén definida en el Anexo 1
- Carga en la parte superior del terraplén definida en el Anexo 1
- Propiedades geotécnicas de los materiales de cimentación y relleno (Apartado 4.2 y 4.5)

Las capas con las que se han diseñado los terraplenes ferroviarios son las que se resumen en la Figura 8.



1. Balasto	5. Relleno terraplén
2. Subbalasto	6. Saneamiento terraplén
3. Capa de forma	7. Superestructura
4. Capa protección a la helada	8. Subestructura

Figura 8. Sección transversal esquemática del terraplén del ferrocarril. Fuente: Adaptada de la UIC 719-R

### 1. Balasto

El balasto es un material granular utilizado en la construcción de vías ferroviarias para proporcionar soporte y estabilidad a las vías y para facilitar el drenaje del agua. Consiste en piedras trituradas o gravilla colocadas debajo de las traviesas de las vías, formando una capa de base que distribuye las cargas de las locomotoras y vagones, y ayuda a mantener la geometría adecuada de la vía. El balasto también permite la regulación y nivelación de las vías, y ayuda a prevenir el crecimiento de vegetación no deseada en la zona de la vía.

El espesor de esta capa será de 0,30 m por debajo de las traviesas hasta la capa de subbalasto (BOE, 2015). Los requisitos de esta capa se describen en la norma EN 13450.

### 2. Subbalasto

El subbalasto es una capa de material granular que se encuentra debajo del balasto en la construcción de vías ferroviarias. Es una capa adicional que se coloca sobre el terreno natural o la capa de suelo subyacente antes de instalar el balasto. El subbalasto tiene como objetivo proporcionar una base adicional de soporte y estabilización a las vías, ayudando a distribuir las cargas de las locomotoras y vagones, mejorar el drenaje y mantener la geometría adecuada de la vía. Por lo general, está compuesto por materiales granulares similares al balasto, pero con un tamaño de partícula ligeramente más pequeño.

Los requisitos para el material utilizado en el subbalasto de la línea ferroviaria se describen en las normas EN13242 y EN13285.

Es una capa la cual tendrá un espesor de 0.32m (BOE, 2015) y unos requerimientos de compactación de acuerdo con lo resumido en la Tabla 3.

Propiedad geométrica y geotécnica	Referencia	Requerimiento
Espesor mínimo	BOE, 2015	0.32 m
Pendiente		2H:1V
Módulo de deformación	DIN 18134	$E_{V2} \geq 120$ MPa
Grado de compactación ( $D_{pr}$ )	EN 13286-2 Proctor Estándar	$D_{pr} \geq 103\%$

Tabla 3. Requerimientos capa subbalasto

### 3. Capa de forma

Esta capa se refiere a una capa de suelo preparada y acondicionada específicamente para ser utilizada como subrasante en la construcción de una vía ferroviaria. La subrasante es la capa de suelo ubicada debajo de la plataforma de la vía, que proporciona soporte y estabilidad a las capas superiores de la estructura de la vía.

Los materiales utilizados en esta capa cumplirán los requisitos de un suelo QS3 según la norma UIC 719 R (Tabla 2). También deberán cumplir los requisitos mínimos según las normas EN 13242 y EN 13285.

Es una capa de espesor de 0.35 m (BOE, 2015) y unos requerimientos de compactación resumidos en la Tabla 4.

Propiedad geométrica y geotécnica	Referencia	Requerimiento
Espesor mínimo	BOE, 2015	0.35 m
Pendiente		2H:1V
Módulo deformación	BOE, 2015	$E_{v2} \geq 80 \text{ MPa}$ $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$
Grado de compactación ( $D_{pr}$ )	EN 13286-2 Proctor Estándar	$D_{pr} \geq 100\%$

Tabla 4. Requerimientos capa de forma

#### 4. Capa Protección a la helada

La capa protectora contra la helada es una capa especial de material colocada en terraplenes ferroviarios bajo las capas anteriores. Tiene como objetivo principal proteger el terraplén y las capas subyacentes del suelo contra los daños causados por la congelación y descongelación del agua en el suelo durante las condiciones climáticas frías. Daños que podrían generar una pérdida de capacidad portante y deformación del terreno, comprometiendo así la estabilidad de la infraestructura.

El espesor de esta capa depende en función de las condiciones climáticas de la ubicación de la vía, para este estudio se ha tomado un espesor de 1.0 m (BOE, 2015)

#### 5. Relleno de terraplén

El relleno del terraplén ferroviario es la capa de material granular que se utiliza para construir la elevación del terreno natural y formar el cuerpo del terraplén en la construcción de vías ferroviarias.

Los terraplenes generales se construirán con material procedente en la medida de lo posible, de la propia traza. En caso de necesidad de más material o falta de disponibilidad, se podrán obtener de canteras locales.

Por lo tanto, este material deberá tener los siguientes requisitos:

- Mezcla sin aglomerar según EN 13242 o EN 13285.
- Para los productos áridos de arena, la granulometría máxima se considera 0.6 mm
- Para los productos de áridos de grava, la granulometría mínima se considera 0.8 mm y la granulometría máxima superior 0.63 mm.
- El contenido máximo de finos (material que pasa por el tamiz de 0,063 mm) será del 15%.
- Materiales insensibles al agua y al lavado del material de relleno y a las heladas.

Como enfoque general, de acuerdo con la clasificación de suelos UIC 719R serán adecuados para la ubicación como relleno de terraplén, los suelos clasificados como QS2 (Tabla 2).

El espesor de esta capa será variable en función de lo que sea necesario para poder alcanzar la cota del carril diseñada cumpliendo los requerimientos de compactación (Tabla 5).

Propiedad geométrica y geotécnica	Referencia	Requerimiento
Espesor mínimo		Variable
Pendiente		2H:1V
Módulo deformación	IRS-70719:2020	$E_{v2} \geq 60$ MPa $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$
Grado de compactación ( $D_{pr}$ )	EN 13286-2 Proctor Estándar IRS-70719:2020	$D_{pr} \geq 97\%$

Tabla 5. Requerimientos capa relleno del terraplén

El resumen de la tabla de las propiedades geotécnicas utilizadas para el cálculo de las capas ferroviarias previamente descritas en el presente trabajo se resume a continuación (Tabla 6):

Capa	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesión (kPa)	Angulo de rozamiento interno (°)	Módulo deformación (MPa)
Balasto	15	0 (*)	45	120
Subbalasto	20	0 (*)	37	120
Capa de forma	20	0 (*)	37	80
Capa anti-helada	20	0 (*)	35	80
Relleno de terraplén	20	0 (*)	35	60
(*) A efectos de cálculo, se considerará el valor 1 kPa para reducir indeterminaciones				

Tabla 6. Parámetros geotécnicos de cálculo para las capas del terraplén

#### 4.3. Enfoques del proyecto del EC7

Los cálculos realizados en el análisis tanto del ELU como del ELS se han visto afectados por una serie de factores parciales. Estos factores parciales correctores están definidos en el Eurocódigo 7 para diferentes enfoques de proyecto, con el objetivo de corregir los valores de las acciones, las propiedades del terreno y las resistencias (Tabla 7).

Dentro de un mismo enfoque de proyecto, estos factores parciales pueden variar de un país a otro. Por lo tanto, se recomienda siempre consultar los anejos nacionales que especifican los valores de los factores correctores conjuntamente con la recomendación de aplicación del enfoque de proyecto.

En los diferentes enfoques de proyecto, se corregirán los siguientes valores:

- Acciones o efectos de las acciones de las estructuras (A)
- Parámetros geotécnicos del suelo (M)
- Resistencia del terreno (R)

Según el Eurocódigo 7, se diferencian tres enfoques de proyecto. Además, pueden tener variaciones dentro de un mismo grupo, denominadas combinaciones.

En el enfoque de proyecto 1 combinación 1 (DA1-C1), y en el enfoque de proyecto 2 (DA2), se aplican factores parciales a las acciones o a los efectos de las acciones y a las resistencias de terreno (Tabla 7).

En el enfoque de proyecto 1 combinación 2 (DA1-C2) y en el enfoque de proyecto 3 (DA3), se aplican factores parciales a las acciones o al efecto de acciones de la estructura y a los parámetros geotécnicos del suelo (Tabla 7).

En el análisis GEO, ya sea con refuerzo o sin este, habrá solapamiento entre el enfoque de proyecto DA1-C2 y DA3. Esto es debido a que se seleccionará la combinación de acciones A2 en lugar de A1 para el DA3. Este es el caso en el estudio presente (Tabla 7) (Eurocode 7, 1997).

La estabilidad sísmica se calculará con un coeficiente parcial y utilizando las características sísmicas basadas en la estratigrafía geológica y el nivel de riesgo sísmico. En este caso del estudio, se descarta la presencia de actividad sísmica.

Además, se llevará a cabo el análisis basándose en los factores de seguridad parciales establecidos en el anejo nacional británico (EC7 ANB). Este anejo, correspondiente al Eurocódigo 7, adopta el Enfoque de proyecto 1 para llevar a cabo los cálculos de estabilidad de terraplenes, diferenciando entre las dos combinaciones (Tabla 7).

Por último, se realizará una evaluación según la normativa British Standard 8006-1:2010, en la cual también aplican factores correctores específicos (Tabla 7).

De conformidad con la norma EC7, EC7 ANB y BS8006-1:2010, los factores parciales utilizados para la estabilidad global, en función de cada enfoque de proyecto se resumen en la siguiente Tabla 7:

				EUROCÓDIGO 7				EC7 ANB		BS 8006 1:2010
				DA1 - C1	DA1 - C2	DA2	DA3	DA1 - C1	DA1 - C2	
				A1 + M1 + R1	A2 + M2 + R1	A1 + M1 + R2	A1/A2 + M2 + R3	A1 + M1 + R1	A2 + M2 + R1	
Acciones (A)	Permanente	Favorable	$\gamma_G$	1	1	1	1	1	1	1
		Desfavorable		1.35	1	1.35	1.35 / 1	1.35	1	1.3
	Variable	Favorable	$\gamma_Q$	0	0	0	0	0	0	0
		Desfavorable		1.5	1.3	1.5	1.5 / 1.3	1.45	1.25	1.3
Propiedades del terreno (M)		Angulo de rozamiento interno	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25	1	1.25	1	1.25	1
		Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1	1.25	1	1.25	1	1.25	1.6
		Resistencia al corte sin drenaje	$\gamma_{cu}$	1	1.4	1	1.4	1	1.4	1
		Peso específico	$\gamma_V$	1	1	1	1	1	1	1
Resistencia del terreno (R)			$\gamma_R$	1	1	1.1	1	1	1	1

Tabla 7. Factores parciales correctores empleados en diferentes normativas.

#### 4.4. Casos de estudio

En este apartado se presentarán las secciones transversales del terraplén ferroviario, así como el perfil del terreno en cada uno de los escenarios de estudio. El terraplén a diseñar siempre incluirá todas las capas definidas en el Apartado 4.2, junto con la sobrecarga especificada en el Anexo 1, que tendrá una altura total de 10 m.

El perfil del terreno bajo el terraplén variará ya que en el Escenario 1 se encuentra una capa de 4 m de Material Cohesivo 1, y posteriormente se sanearán 2 m de ese material en el Escenario 2, después se sanearán 3 m en el Escenario 3 y finalmente se sanearán los 4 m en el Escenario 4. Bajo esta capa de Material Cohesivo 1, se encuentra el Material Cohesivo 2. El saneo en todos los casos, se realizará con un sobreebanco de 4 m desde el pie del terraplén asegurándose hasta esa distancia el espesor de este material granular requerido, y posteriormente se finaliza el reemplazo en ángulo de 45°.

Las características geotécnicas de estas unidades se definen en el Apartado 4.5.

El nivel freático (NF) variará en todos los escenarios, desde la superficie en los casos en los que no haya saneo y desde la base del saneo en los casos en los que si se cuente con dicha unidad.

**Escenario 1:** En este caso no se sanea el terreno natural. (Figura 9).

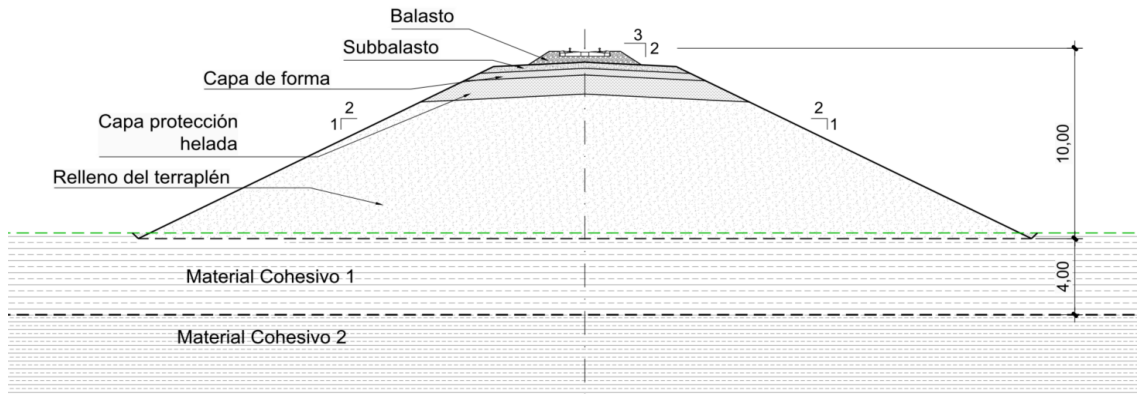


Figura 9. Sección transversal del escenario 1.

**Escenario 2:** En este caso se sanea los primeros 2 m del material Cohesivo 1, y se reemplaza por el material de Saneo. (Figura 10).

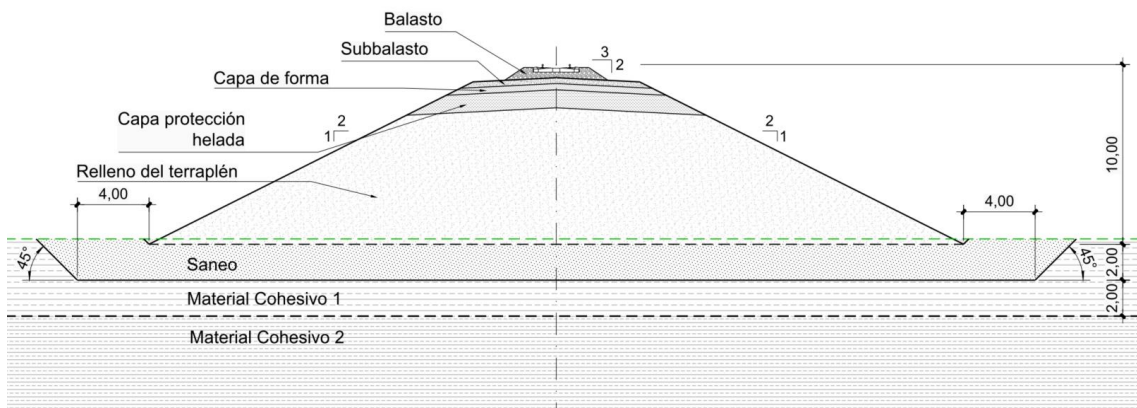


Figura 10. Sección transversal del escenario 2.

**Escenario 3:** En este caso se sanean los primeros 3 m del material Cohesivo 1, y se reemplazan por el material de Saneo. (Figura 11).

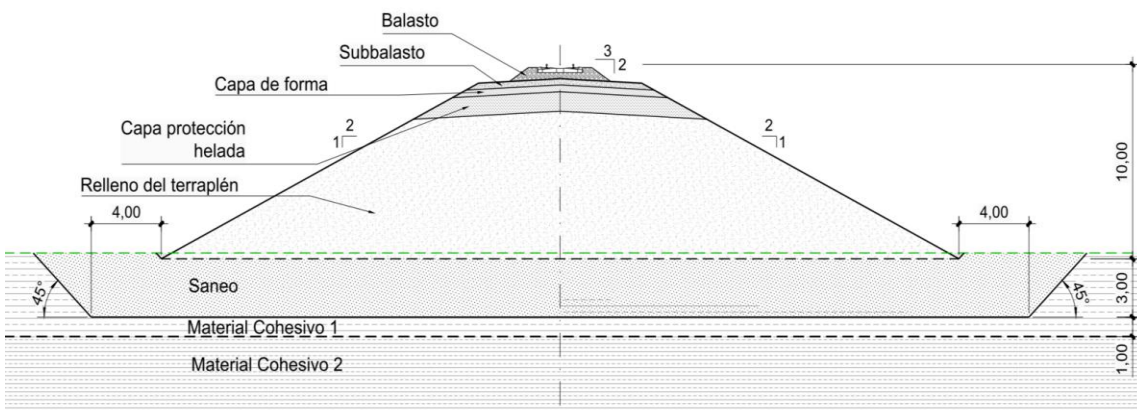


Figura 11. Sección transversal del escenario 3.

**Escenario 4:** En este caso se saneará todo el Material Cohesivo 1, y se reemplazará por el material de Saneo. (Figura 12).

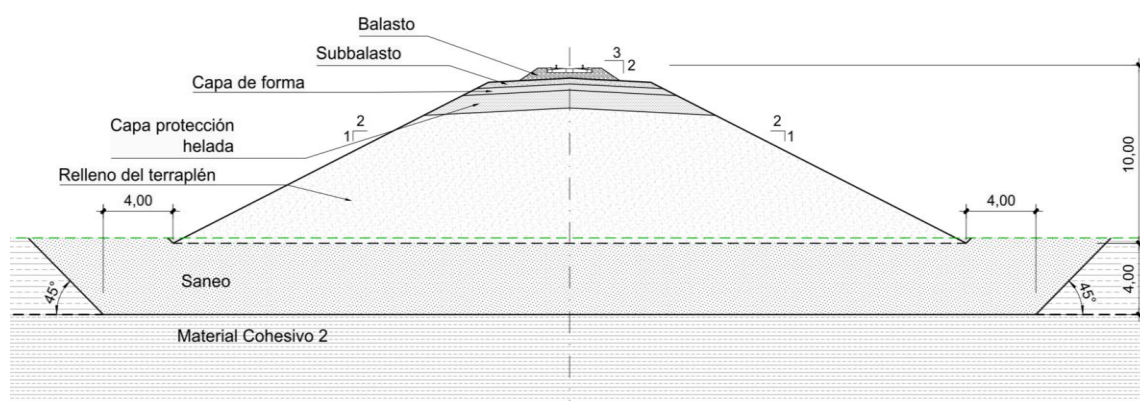


Figura 12. Sección transversal del escenario 4.

#### 4.5. Materiales del cimiento del terraplén

Todo el estudio se ha realizado para el mismo perfil de terreno natural como cimiento del terraplén (se describe a continuación) y la misma sección tipo del terraplén de 10 m de altura. A continuación, se describen las propiedades geotécnicas de los estratos del terreno incluidos en los cálculos. Adicionalmente, se ha incluido un saneo con el fin de medir su efectividad en la estabilidad de terraplén.

Los materiales tendrían las siguientes características, y se podrán observar sus ubicaciones en las Figura 9 - Figura 12 (apartado 4.4):

**Material cohesivo 1:** Según la clasificación de la ROM 0.5-05 se clasifica como: Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla. Con una consistencia muy blanda y los siguientes parámetros geotécnicos (Tabla 8):

Peso específico	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	19
Ángulo de rozamiento interno	$\phi'$	°	18
Resistencia al corte con drenaje	$c'$	kPa	0*
Resistencia al corte sin drenaje	$C_u$	kPa	10
Modulo deformación drenado	$E_d$	MPa	3
Modulo deformación no drenado	$E_u$	MPa	8
Permeabilidad	$k$	cm/s	10 <sup>-6</sup>
Índice de poros	$e$	-	1
Índice de compresión	$C_c$	-	0.297
Índice de recompresión	$C_r$	-	0.059
Grado de sobreconsolidación	OCR	-	1
(*) A efectos de cálculo, se utilizará el valor 1 para evitar errores en el Software			

Tabla 8. Parámetros geotécnicos de cálculo para el Material Cohesivo 1

**Material cohesivo 2:** Según la clasificación de la ROM 0.5-05 se clasifica como: Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla. Con una consistencia dura o firme y los siguientes parámetros geotécnicos (Tabla 9):

Peso específico	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20
Ángulo de rozamiento interno	$\phi'$	°	30
Resistencia al corte con drenaje	$c'$	kPa	50
Resistencia al corte sin drenaje	$C_u$	kPa	100
Modulo deformación drenado	$E_d$	MPa	70
Modulo deformación no drenado	$E_u$	MPa	130
Permeabilidad	$k$	cm/s	10 <sup>-6</sup>
Índice de poros	$e$	-	0.4
Índice de compresión	$C_c$	-	0.108
Índice de recompresión	$C_r$	-	0.1
Grado de sobreconsolidación	OCR	-	1

Tabla 9. Parámetros geotécnicos de cálculo para el Material Cohesivo 2

SANEO: El material de saneo de terraplén es una capa de suelo que se incorpora con el objetivo de mejorar las condiciones geotécnicas del cimiento del terraplén, reemplazando total o parcialmente el primer estrato de suelo blando cohesivo. Este material generalmente consiste en suelos seleccionados o mejorados que cumplen con especificaciones técnicas para garantizar su estabilidad y capacidad de carga. Su propósito es mejorar la calidad del terraplén, proporcionando una base más estable y resistente para la construcción del ferrocarril. (Tabla 10)

Peso específico	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20
Ángulo de rozamiento interno	$\phi$	°	35
Resistencia al corte con drenaje	$c$	kPa	1
Modulo deformación drenado	$E_d$	MPa	50
Permeabilidad	$k$	cm/s	10 <sup>-3</sup>
Índice de poros	$e$		0.35
(*) A efectos de cálculo, se utilizará el valor 1 para evitar errores en el Software			

Tabla 10. Parámetros geotécnicos de cálculo para el Material de saneo.

## 5. RESULTADOS

En este apartado se resumen una serie de comprobaciones que se han hecho para cada escenario comentados en los apartados anteriores. En todas estas verificaciones, se comparan con diferentes objetivos (en algunos casos se comparan valores de factores de seguridad, en otros valores de Tds...), las diferentes normativas (EC7, EC7 ANB y BS 8006-1:2010) con el fin de obtener conclusiones sobre cuáles resultan más restrictivas en ciertos análisis, así como obtener una idea de magnitud en caso de que surjan situaciones similares a las del estudio en la aplicación real.

Las evaluaciones que se llevarán a cabo en esta sección incluyen:

- 5.1 – Capacidad portante: En esta primera verificación, se comprobará si el terreno sobre el que apoya el terraplén es lo suficientemente competente como para sostener el terraplén diseñado. Si no fuese así, se valorarán una serie de mejoras del terreno natural.
- 5.2 – Estabilidad local y rotacional (sin refuerzo): Esta verificación consistirá en analizar para cada uno de los escenarios, la estabilidad local y rotacional para todas las normativas. Para ello, se examinará la estabilidad a largo y corto plazo, tanto en casos donde el saneo es mínimo (2 m), como en aquellos donde se saneen los primeros 4 m. Asimismo, se variará la profundidad del nivel freático para determinar si tiene influencia en los resultados obtenidos
- 5.3 – Estabilidad local y rotacional (con refuerzo): En esta tercera evaluación, se llevará a cabo el cálculo de las tensiones de diseño que deberán tener las geomallas para aquellos escenarios que hayan resultado inestables en la verificación anterior. Es importante destacar que únicamente mediante el cumplimiento de estas tensiones de diseño se podrá garantizar la estabilidad local y rotacional.
- 5.4 – Estabilidad global (con refuerzo): Mediante esta comprobación, se logrará obtener las tensiones de diseño que cumplan con todas las evaluaciones descritas en el capítulo 3.2, por lo que se podrá obtener una idea clara de las tensiones de diseño necesarias para garantizar la estabilidad completa del terraplén en cada uno de los escenarios.
- 5.5 – Asientos: Esta evaluación sintetizará los asientos que se producirán en cada escenario del estudio (sin geomallas y con ellas), con el fin de comprobar si esta solución resulta efectiva en la reducción de los asientos.
- 5.6 – Comparación Tensiones de diseño: En esta sección, se podrán observar las diferencias resultantes de comparar las tensiones de diseño de las geomallas que únicamente cumplen con las estabildades locales y rotacionales, *versus* las tensiones

de diseño necesarias para cumplir con todas las evaluaciones realizadas. Gracias a este análisis, se podrá comprender en qué medida es necesario llevar a cabo todas las verificaciones al diseñar una geomalla, permitiendo obtener una idea clara de la importancia que tiene cumplir con todos los requisitos para garantizar la estabilidad completa del terraplén

5.7 – Comparación Factores de Seguridad: Para terminar, se realiza una última comprobación, donde se compararán los factores de seguridad (FS) alcanzados al cumplir únicamente con la estabilidad local y rotacional, frente al FS obtenido al cumplir con todas las evaluaciones realizadas.

Para cada una de estas evaluaciones, se incluirán imágenes de los modelos (Slide2 y RS2) de algunos casos característicos a modo de ejemplo (Figura 15 - Figura 31). Se tiene en cuenta que el resto de los casos ya sea modificando la normativa o el escenario, se han calculado del mismo modo, dando los resultados que se presentan en las tablas y gráficos.

#### **5.1. Comprobación capacidad portante**

Tras comparar la resistencia del terreno ( $R_d$ ) frente a las acciones ejercidas ( $E_d$ ), se concluye que el terreno no es lo suficientemente competente para soportar toda la infraestructura diseñada sobre él, en ninguno de los casos (aplicando diferentes normativas para las propiedades del terreno presentadas en el Apartado 4.5). Esto se conoce debido a que la relación entre ambos conceptos es inferior a 1. Por lo tanto, se deben proponer medidas adicionales para garantizar la estabilidad de la estructura, como el saneo del cimiento del terraplén. En ese caso, ya sí que resulta una capacidad portante del terreno saneado superior a las acciones ejercidas sobre el terraplén, ya que la relación será superior a 1 en todos los casos. Por lo que se considera necesario el saneo del cimiento para cumplir con la capacidad portante.

A continuación, se presentan en la Figura 13 y Figura 14 unas imágenes de la hoja de cálculo utilizada de algunos ejemplos estudiados. Se presenta el ejemplo aplicando el enfoque DA1C2 del EC7 ANB en la Figura 13 para el Escenario 1 (Sin saneo, con NF en superficie), los resultados de los demás enfoques de proyecto se han resumido en la Tabla 11. En la Figura 14 se presenta el mismo análisis, pero en condiciones drenadas y para el Escenario 2 (Saneado de 2 m y NF en superficie). A modo de resumen se presentan todos los resultados para las diferentes normativas en la Tabla 12.

EUCACIÓN CAPACIDAD PORTANTE DECODING EUROCODE 7 (SIN DRENAJE)			
$q_{ult} = c'N_c^* + qN_q^* + \frac{\gamma BN_\gamma^*}{2}$			
<b>Propiedades del suelo bajo el terraplén</b>		<b>Corregido</b>	
$c_u$ , Resistencia al corte sin drenaje [kPa]	10	7.14	
$\phi$ , Ángulo de rozamiento interno [°]	0	0	
$\gamma$ , Peso específico del terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	19.00	19.00	
<b>Factores correctores capacidad portante</b>			
$N_c$		5.14	
$N_q$		-	
$N_\gamma$		-	
<b>Propiedades del terraplén</b>			
eb, Espesor Balasto [m]	0.5		
yb, Peso específico del balasto [kN/m <sup>3</sup> ]	15		
esb, Espesor Subbalasto [m]	0.32		
ysb, Peso específico del subbalasto [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
ecf, Espesor Capa de forma [m]	0.35		
yfcf, Peso específico dde la capa de forma [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
eh, Espesor capa protección helada [m]	1.00		
yh, Peso específico capa protección helada [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
et, Espesor relleno terraplén [m]	7.70		
yt, Peso específico relleno terraplén [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
<b>Geometría del terraplén</b>			
B, Ancho [m]	48.80		
H, Alto [m]	10.00		
$\alpha$ , inclinación de la base [°]	0		
<b>Cargas</b>			
Sobrecarga ferrocarril [kPa]	69.30	86.63	
Peso propio terraplén [kPa]	194.90	194.90	
<b>Factores correctores parciales</b>			
<b>EC7 ANB DA1 C2</b>			
$\gamma_G$		1.00	
$\gamma_Q$		1.25	
$\gamma_{\phi'}$		1.25	
$\gamma_{c'}$		1.25	
$\gamma_{cu}$		1.40	
$\gamma_y$		1.00	
<b>Rd [kN]</b>			
36.73			
<b>Ed [kPa]</b>			
281.53			
<b>Rd/Ed</b>			
0.13			
NOTA: Si $Rd/Ed \geq 1$ , entonces el terreno no rompe. Si $Rd/Ed \leq 1$ , el terreno plastifica y se deberán proponer medidas adicionales			

Figura 13. Comprobación capacidad portante del terreno para el caso de EC7 ANB DA1C2

Normativa	EC7-DA1 C1	EC7-DA1 C2	EC7-DA2	EC7-DA3	EC7 ANB DA1 C1	EC7 ANB DA1 C2	BS 8006-1:2010
Rd/Ed	0.14	0.13	0.14	0.13	0.14	0.13	0.15

Tabla 11. Resultados obtenidos al relacionar la resistencia del terreno, frente a las cargas que soporta.

EUCACIÓN CAPACIDAD PORTANTE DECODING EUROCODE 7 (CON DRENAJE)			
$q_{ult} = c'N_c^* + qN_q^* + \frac{\gamma BN_\gamma^*}{2}$			
<b>Propiedades del suelo bajo el terraplén</b>		<b>Corregido</b>	
$c'$ , Cohesión efectiva [kPa]	1	0.71	
$\phi$ , Ángulo de rozamiento interno [°]	35	28	
$\gamma$ , Peso específico del terreno [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00	20.00	
<b>Factores correctores capacidad portante</b>			
$N_c$		25.80	
$N_q$		14.72	
$N_\gamma$		14.59	
<b>Propiedades del terraplén</b>			
eb, Espesor Balasto [m]	0.5		
yb, Peso específico del balasto [kN/m <sup>3</sup> ]	15		
esb, Espesor Subbalasto [m]	0.32		
ysb, Peso específico del subbalasto [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
ecf, Espesor Capa de forma [m]	0.35		
yfcf, Peso específico dde la capa de forma [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
eh, Espesor capa protección helada [m]	1.00		
yh, Peso específico capa protección helada [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
et, Espesor relleno terraplén [m]	7.70		
yt, Peso específico relleno terraplén [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00		
<b>Geometría del terraplén</b>			
B, Ancho [m]	48.80		
H, Alto [m]	10.00		
$\alpha$ , inclinación de la base [°]	0		
<b>Cargas</b>			
Sobrecarga ferrocarril [kPa]	69.30	86.63	
Peso propio terraplén [kPa]	194.90	194.90	
<b>Factores correctores parciales</b>			
<b>EC7 ANB DA1 C2</b>			
$\gamma_G$		1.00	
$\gamma_Q$		1.25	
$\gamma_{\phi'}$		1.25	
$\gamma_{c'}$		1.25	
$\gamma_{cu}$		1.40	
$\gamma_y$		1.00	
<b>Rd [kN]</b>			
7,138.34			
<b>Ed [kPa]</b>			
281.53			
<b>Rd/Ed</b>			
25.36			
NOTA: Si $Rd/Ed \geq 1$ , entonces el terreno no rompe. Si $Rd/Ed \leq 1$ , el terreno plastifica y se deberán proponer medidas adicionales			

Figura 14. Comprobación capacidad portante del terreno saneado (2m) para el caso de EC7 ANB DA1C2

Normativa	EC7-DA1 C1	EC7-DA1 C2	EC7-DA2	EC7-DA3	EC7 ANB DA1 C1	EC7 ANB DA1 C2	BS 8006-1:2010
Rd/Ed	60.25	25.05	60.25	25.05	60.83	25.36	64.40

Tabla 12. Resultados obtenidos al relacionar la resistencia del terreno saneado (2 m), frente a las cargas que soporta.

## 5.2. Comprobación estabilidad local y rotacional sin geomallas

En esta comprobación, se llevará a cabo un análisis de la estabilidad local y rotacional para cada uno de los escenarios considerados en el estudio. No se analizará el Escenario 1 (Figura 9) ya que en la verificación de la capacidad portante se ha demostrado que el terreno no podría soportar el peso del terraplén sin plastificar, y por ello es necesario realizar un saneo del cimentado. Si se analizará la estabilidad en el caso de sanear 2 m (Escenario 2 – Figura 10), 3 m (Escenario 3 – Figura 11) y 4 m (Escenario 4 – Figura 12) del material cohesivo 1.

Los resultados se presentan mediante gráficos de barras, donde en el eje horizontal se representan las diferentes normativas evaluadas en el estudio, mientras que en el eje vertical se muestra el factor de seguridad obtenido (ver ejemplo en la Gráfica 1).

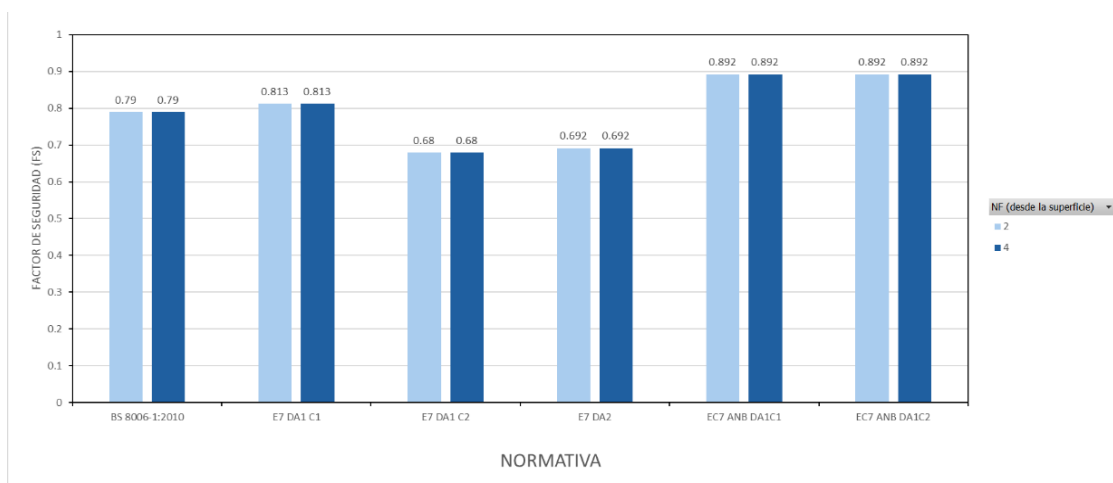
El análisis se realiza tanto a corto (CP) como a largo plazo (LP), y se varía la profundidad del nivel freático. Los diferentes niveles de profundidad se representan mediante diferentes colores en cada una de las barras de los gráficos, siendo más claros para niveles superficiales y más oscuros a medida que se profundiza.

### 5.2.1. Escenario 2

#### CORTO PLAZO (CP)

Una vez realizadas las verificaciones de estabilidad local y rotacional para el escenario 2 (Figura 10), en condiciones no drenadas, mediante el software Slide2, se ha constatado que, en cualquier caso, y sin importar la posición del nivel freático el terraplén resulta inestable (Gráfica 1). Por tanto, se deberá considerar la implementación de una geomalla o de un saneo para reforzar la estructura del terraplén y conseguir la estabilidad.

En cuanto a la afección que tiene o no el nivel freático, se ha determinado que no influye en la estabilidad del terraplén ya que se mantienen los mismos FS en todos los casos en los que se va reduciendo dicho nivel (Gráfica 1).



Gráfica 1. Valores de FS obtenidos a CP para diferentes normativas en el Escenario 2.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido para el Escenario 2 obtenido empleando el enfoque DA1C1 de la normativa E7 aplicando el programa Slide2 (Figura 15).

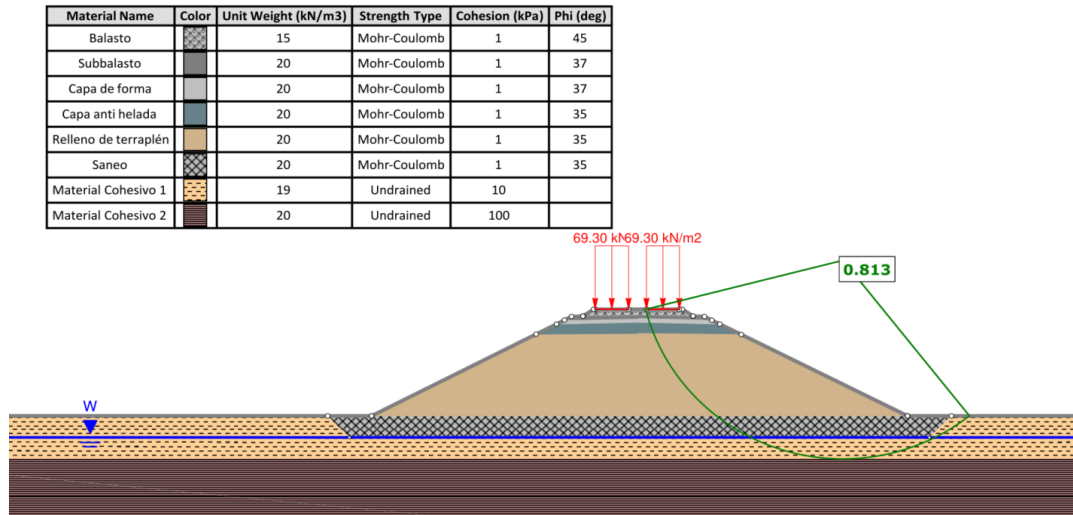
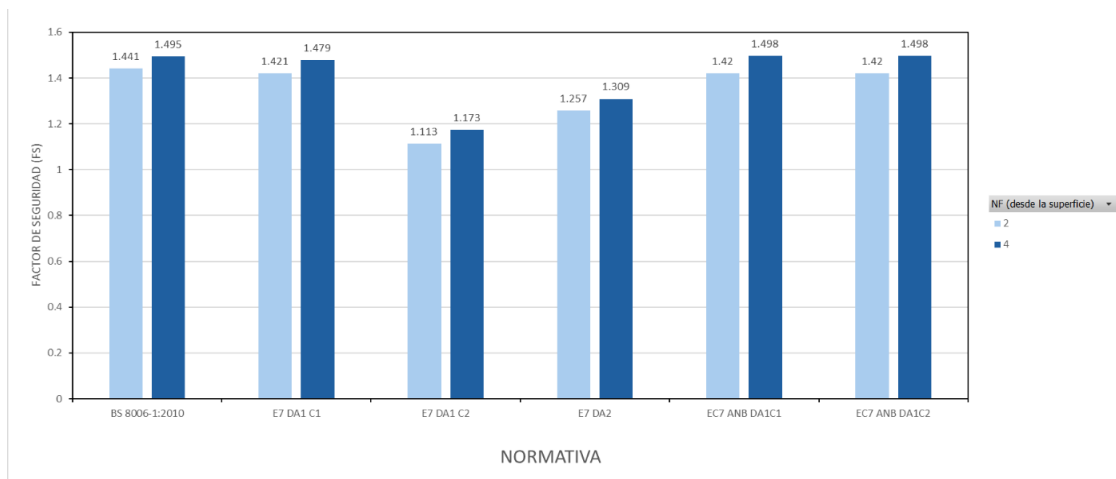


Figura 15. Superficie de rotura para el Escenario 2 a CP, sin refuerzo con E7 DA1C1 (Slide2 v. 9).

#### LARGO PLAZO (LP)

A continuación, se presentan los resultados para el escenario 2 (Figura 10) a LP. Se ha constatado la estabilidad en todas las situaciones estudiadas, registrándose un ligero aumento de dicha estabilidad cuando el nivel freático se encuentra a mayor profundidad (Gráfica 2).

No obstante, se debe tener en cuenta que los factores parciales implicados en cada caso pueden dar lugar a resultados divergentes de FS, aunque en todos ellos se alcance la estabilidad. Este es el caso del EC7 DA1C2, en el que se han obtenido FS del orden de 1.1-1.2. En comparación, otras normativas, como la BS 8006-1:2010, arrojan valores de FS superiores, del orden de 1.4-1.5. Resulta evidente, por tanto, que existen ciertas normativas más restrictivas que otras en lo que respecta a la estabilidad de las situaciones analizadas.



Gráfica 2. Valores de FS obtenidos a LP para diferentes normativas en el Escenario 2.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido para el Escenario 2 obtenido empleando el enfoque DA1C1 de la normativa EC7 aplicando el programa Slide2 (Figura 16).

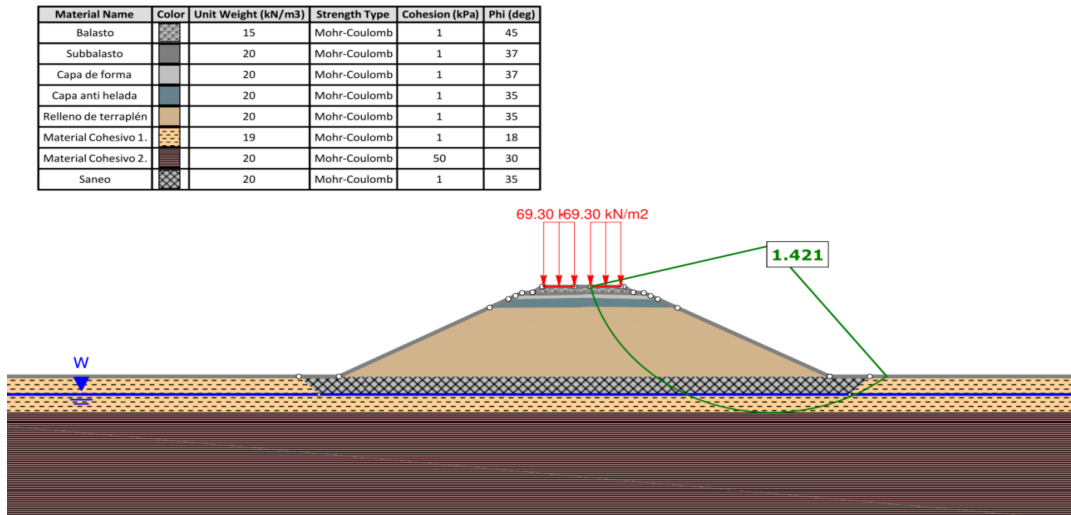


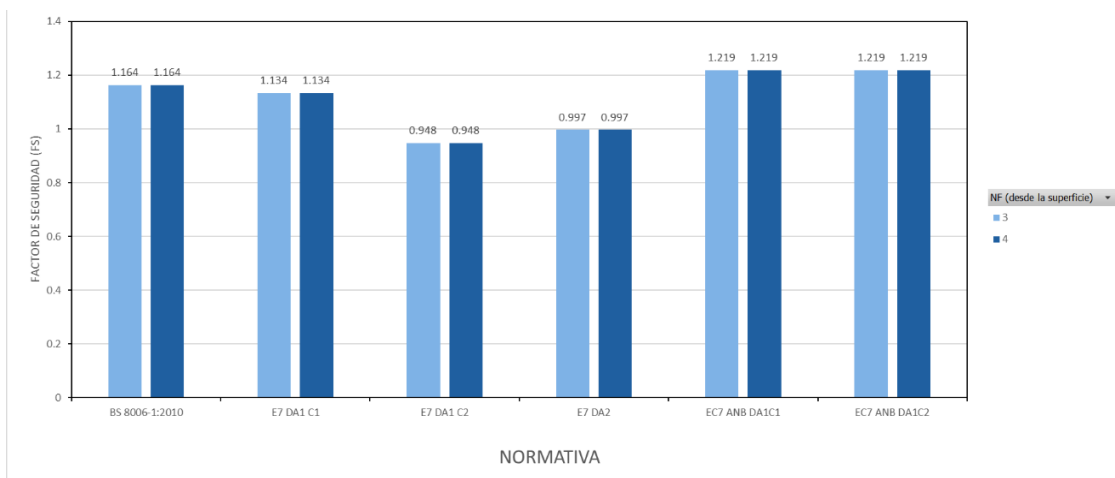
Figura 16. Superficie de rotura para el Escenario 2 a LP, sin refuerzo con E7 DA1C1 (Slide2 v. 9).

### 5.2.2. Escenario 3

#### CORTO PLAZO (CP)

Se mantiene el proceso de análisis de todo este epígrafe, pero en este caso para el Escenario 3 (Figura 11) donde se realiza un saneo de 3m, quedando únicamente 1m del material cohesivo de baja calidad. En condiciones no drenadas, gracias a este saneo, se comienza a conseguir la estabilidad en la mayoría de las normativas, siendo las únicas en las que no se obtiene un FS superior a 1, E7 DA1C2 y E7DA2. (Gráfica 3)

Con el fin de garantizar la estabilidad en estas dos situaciones, se llevará a cabo el emplazamiento de geomallas, con el objetivo de alcanzar un FS superior a 1.



Gráfica 3. Valores de FS obtenidos en condiciones CP para diferentes normativas en el Escenario 3.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido para el Escenario 3 obtenido empleando el enfoque DA1C2 de la normativa E7 aplicando el programa Slide2 (Figura 17).

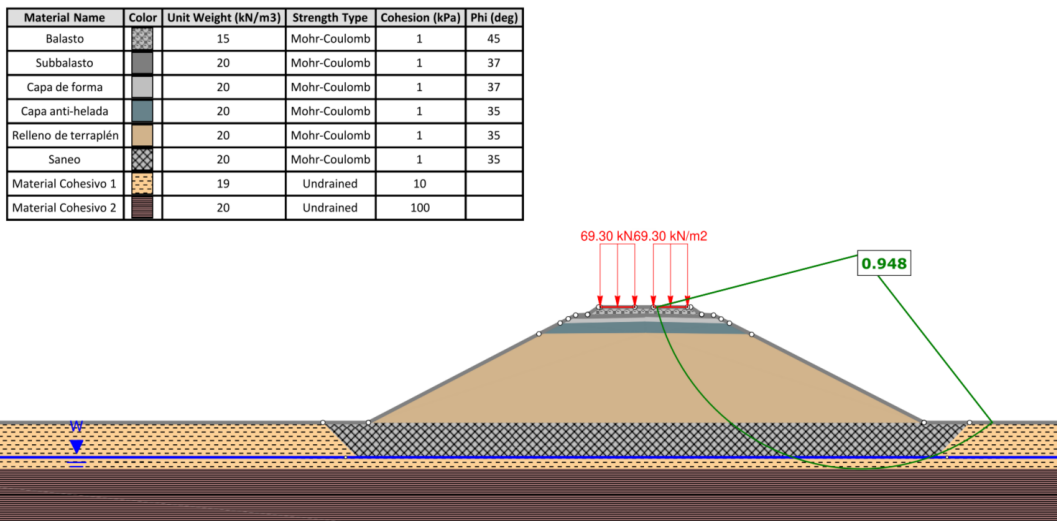
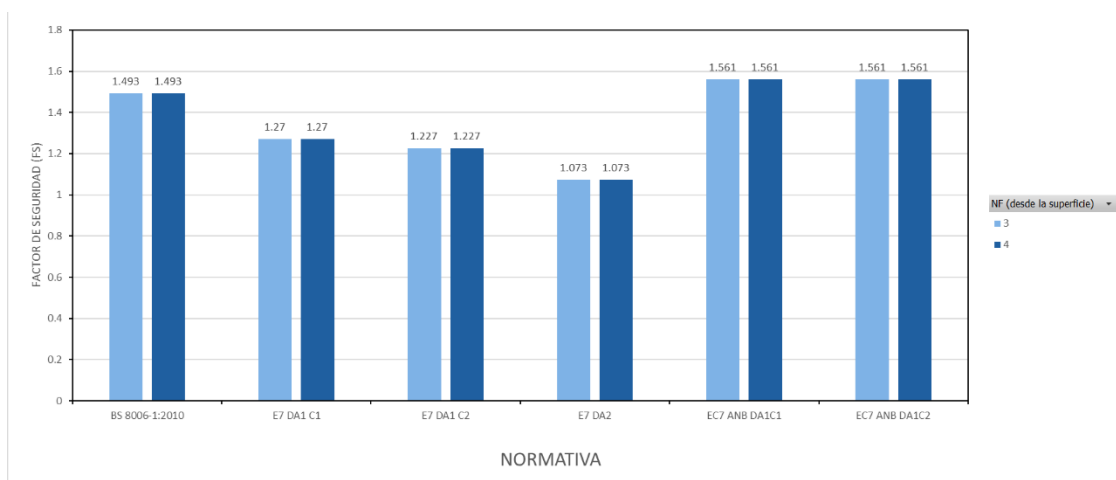


Figura 17. Superficie de rotura para el Escenario 3 a CP, sin refuerzo con E7 DA1C2 (Slide2 v. 9).

#### LARGO PLAZO

En el presente análisis, basado en el perfil de cálculo representado en la Figura 11, se han calculado los FS para diferentes normativas, pero teniendo en cuenta condiciones drenadas. En este caso, se ha constatado la obtención de la estabilidad en todas las situaciones estudiadas, independientemente de la normativa empleada en cada caso. Sin embargo, observando los factores de seguridad obtenidos, se percibe una mayor restricción en algunas normativas en comparación con otras (Gráfica 4).



Gráfica 4. Valores de FS obtenidos a CP para diferentes normativas en el Escenario 3.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido para el Escenario 3 obtenido empleando el enfoque DA1C2 de la normativa E7 aplicando el programa Slide2 (Figura 18).

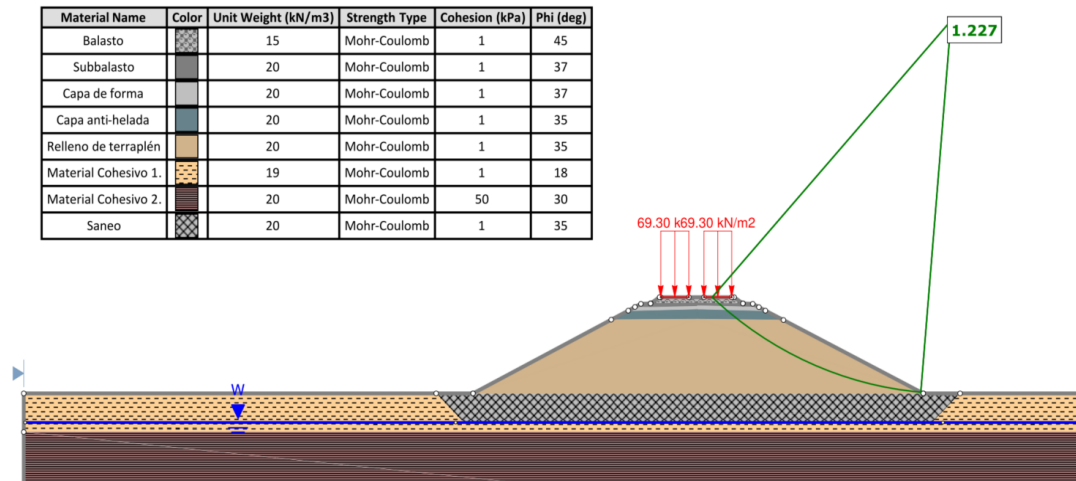


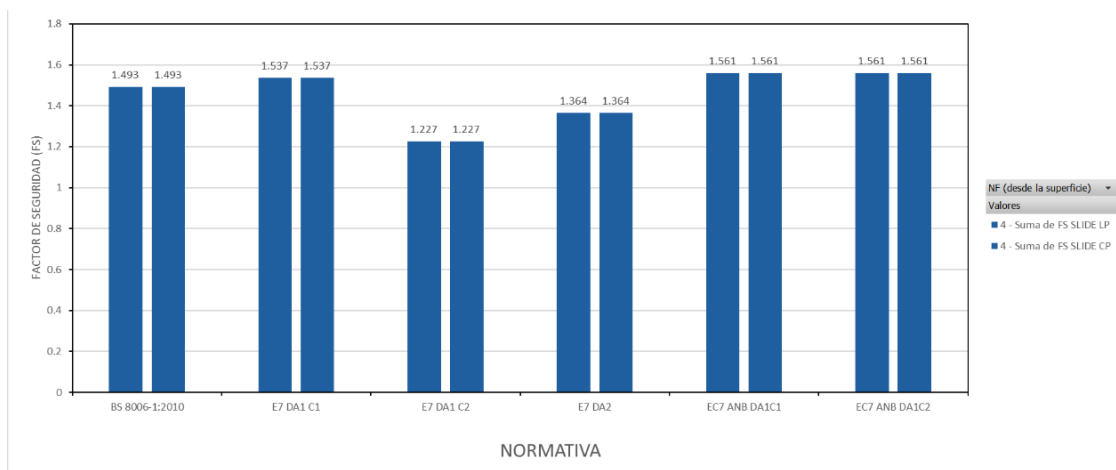
Figura 18. Superficie de rotura para el Escenario 3 a LP, sin refuerzo con E7 DA1C2 (Slide2 v. 9).

### 5.2.3. Escenario 4

#### CORTO PLAZO Y LARGO PLAZO

En la presente situación, se ha llevado a cabo la sustitución del material cohesivo superior en su totalidad (Figura 12), lo que implica que la estructura se apoyará sobre un terreno saneado y, por lo tanto, el NF se encontrará a una profundidad de 4 metros, es por ello por lo que el gráfico presenta todas sus barras del mismo color. En este escenario, se ha constatado que no existen diferencias entre las condiciones de CP y de LP, lo que justifica la representación conjunta de ambos escenarios en una misma gráfica. (Gráfica 5)

En todas las situaciones analizadas, se ha obtenido la estabilidad, independientemente de la normativa empleada en cada caso. Es por ello, por lo que para este escenario no se valorará geomalla en ningún caso.



Gráfica 5. Valores de FS obtenidos en condiciones CP y LP para diferentes normativas en el Escenario 4.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido con la normativa BS 8006-1:2010 (Figura 19 y Figura 20).

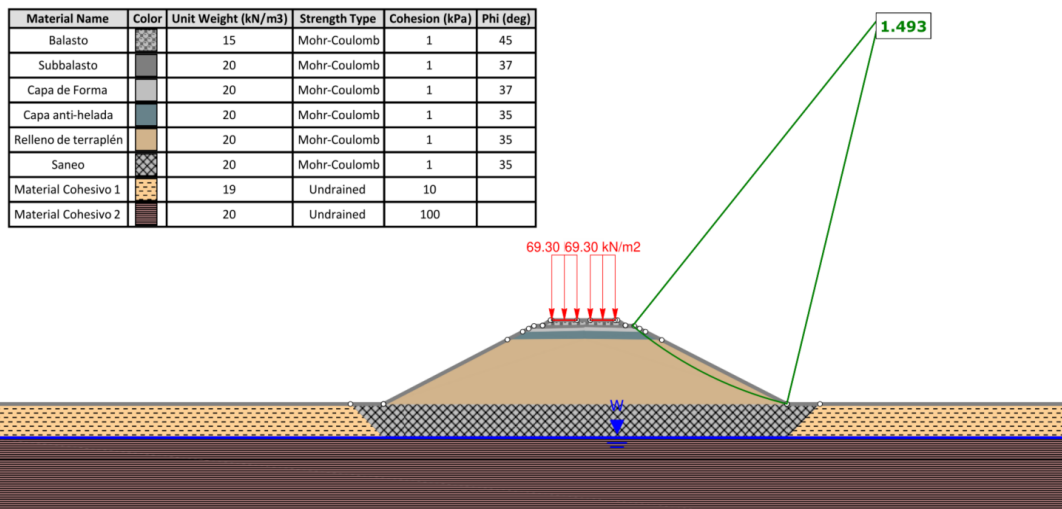


Figura 19. Superficie de rotura para el Escenario 4 a CP, sin refuerzo con BS 8006-1:2010 (Slide2 v. 9).

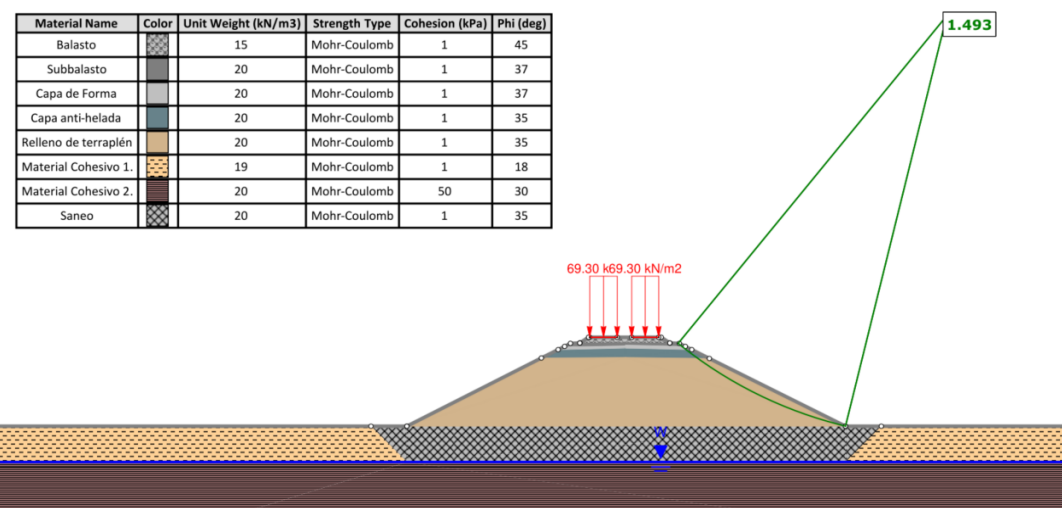


Figura 20. Superficie de rotura para el Escenario 4 a LP, sin refuerzo con BS 8006-1:2010 (Slide2 v. 9).

### 5.3. Comprobación estabilidad local y rotacional con geomallas

En este apartado se lleva a cabo la verificación de la tensión de diseño (Tds) de las geomallas propuesta para garantizar la estabilidad en aquellos escenarios donde en el análisis previo (Apartado 5.2) se observaron inestabilidades. Cabe destacar que la geomalla diseñada en este apartado tiene como objetivo cumplir únicamente con las verificaciones de estabilidad local y rotacional, por lo que no se considera una carga a tracción suficiente para soportar el terraplén. Es importante tener en cuenta que tal como se mencionó en la sección 3.2, serán necesarias otras comprobaciones para obtener el valor final de la Tensión de Diseño del refuerzo.

Para obtener la tensión de diseño aceptable para estas dos verificaciones de estabilidad, el procedimiento que se ha seguido es el de realizar un cálculo iterativo con el software Slide2, variando las tensiones de diseño de la geomalla, hasta que se ha conseguido alcanzar la estabilidad.

Los resultados de este apartado se presentan mediante gráficos de barras, donde en el eje horizontal se representan las diferentes normativas evaluadas en el estudio y las tensiones de diseño para las geomallas en cada una de estas normativas. Mientras que en el eje vertical se muestra el factor de seguridad obtenido. Además, se presentan los resultados resumidos en formato tabla, donde se puede comparar fácilmente el incremento de FS que se consigue al situar el refuerzo y además se puede observar la diferencia de tensiones de diseño necesarias para cada normativa.

El NF en este caso, se ha considerado siempre en el punto más desfavorable de los perfiles de cálculo, en la base del saneo, no se ha considerado mayor profundidad que el espesor de diseño ya que se ha observado que o no afecta al análisis, o es más favorable.

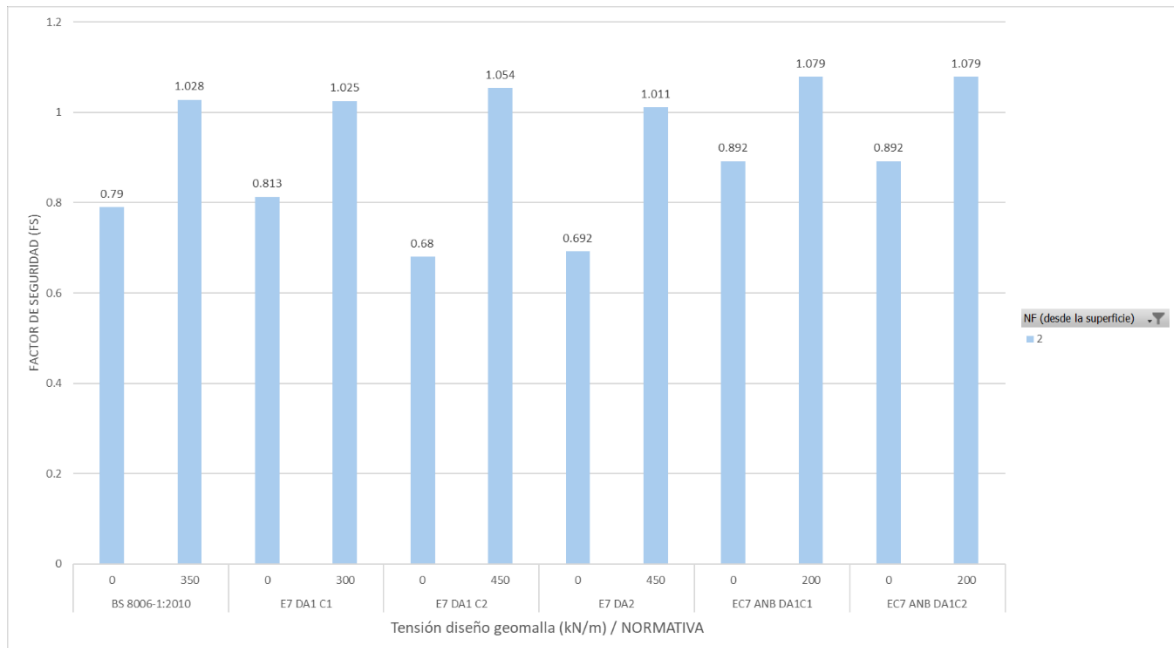
### 5.3.1. Escenario 2

El perfil de cálculo que se ha contemplado en este análisis es el que viene recogido en la Figura 10. Tras el cálculo iterativo comentado, quedan como resultado las siguientes tensiones de diseño necesarias para las geomallas. Estas tensiones de diseño se pueden observar en la Gráfica 6. Se destaca de nuevo, que estas tensiones únicamente aseguran la estabilidad frente a roturas locales y rotaciones.

En la Gráfica 6 y en la Tabla 13, se puede observar la ganancia en FS cuando se analizan escenarios sin refuerzo *versus* con refuerzo para las diferentes normativas. Esta ganancia en FS se debe a la aplicación de las geomallas con las tensiones de diseño obtenidas a partir del cálculo iterativo en Slide2.

Normativa	E7 DA1C1	E7 DA1C2	E7 DA2	ANB DA1C1	ANB DA1C2	BS 80006 - 1:2010
<b>Tds sin refuerzo (kN/m)</b>	0	0	0	0	0	0
<b>FS (sin refuerzo)</b>	0.813	0.68	0.692	0.892	0.892	0.79
<b>Tds con refuerzo (kN/m)</b>	300	450	450	200	200	350
<b>FS (con refuerzo)</b>	1.025	1.054	1.011	1.079	1.079	1.028

Tabla 13. Resumen resultados de los FS obtenidos para el Escenario 2, con refuerzo y sin refuerzo.



Gráfica 6. Presentación de resultados de los FS a CP obtenidas para cada una de las normativas analizadas para el Escenario 2.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido con la normativa EC7 DA1C1 (Figura 21).

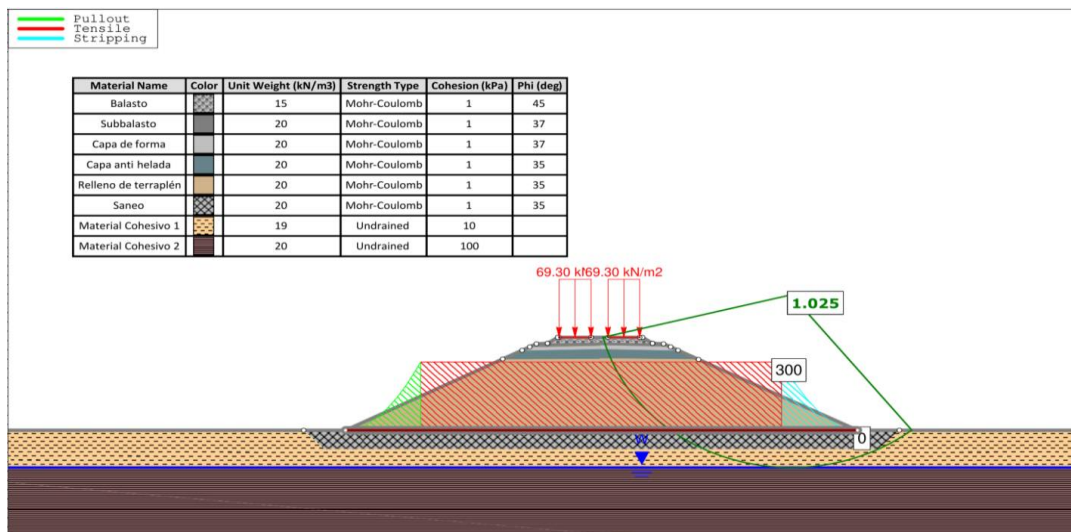


Figura 21. Superficie de rotura para el Escenario 2 a CP, con refuerzo ( $T_{ds}=300$  kN/m) con E7 DA1C1 (Slide2 v.9)

### 5.3.2. Escenario 3

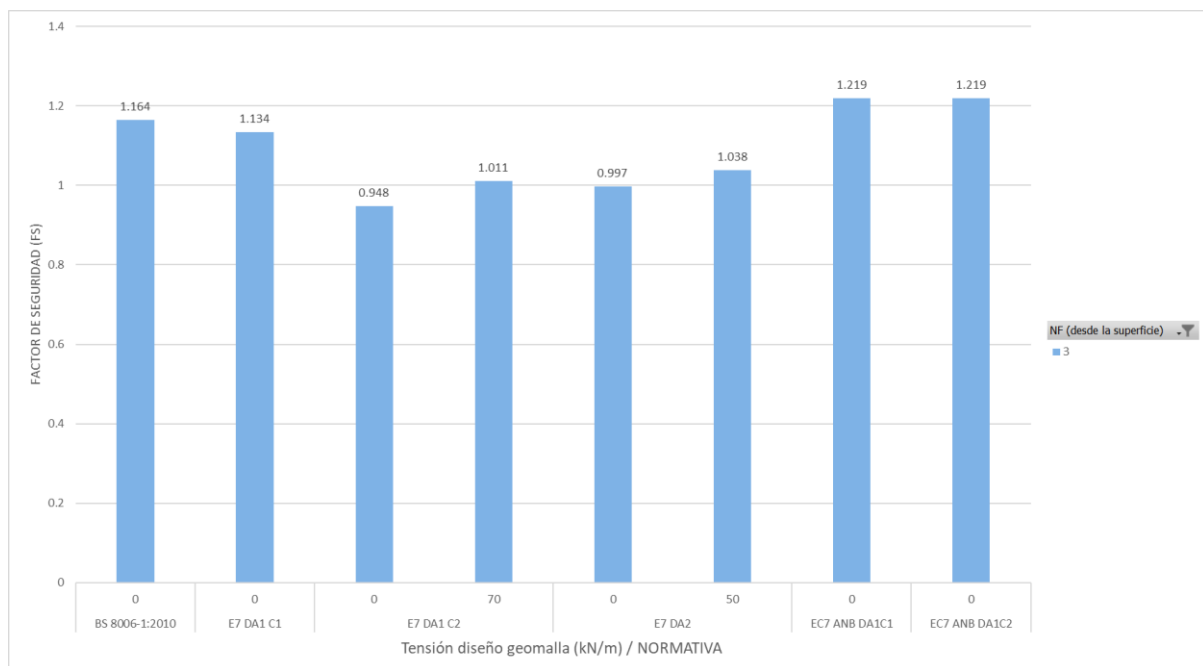
Siguiendo lo mismo realizado en el anterior apartado (5.3.1) se ha encontrado la tensión de diseño mínima para que el Escenario 3 (Figura 11) sea estable con la comprobación local y rotacional. Los resultados de este análisis se pueden observar en la Gráfica 7, donde se observarán algunas normativas con unas tensiones de diseño (eje horizontal) igual a 0 kN/m en los casos en los que no se necesite ese refuerzo para asegurar esta estabilidad (FS en el

eje vertical), y otras normativas, donde aparecerá un segundo número el cual ya se corresponde con la tensión de diseño en kN/m que asegura la estabilidad local y rotacional pudiéndose apreciar el FS de esa estabilidad en el eje vertical.

Para facilitar la comprensión de estos resultados, se plantean en formato de tabla (Tabla 14).

Normativa	E7	E7	E7	ANB	ANB	BS 8006 – 1:2010
	DA1C1	DA1C2	DA2	DA1C1	DA1C2	
<b>Td sin refuerzo (kN/m)</b>	0	0	0	0	0	0
<b>FS (sin refuerzo)</b>	1.134	0.948	0.997	1.219	1.219	1.164
<b>Td con refuerzo (kN/m)</b>	-	70	50	-	-	-
<b>FS (con refuerzo)</b>	-	1.011	1.038	-	-	-

Tabla 14. Resumen resultados de los FS obtenidos para el Escenario 3, con refuerzo y sin refuerzo



Gráfica 7. Presentación de resultados de los FS a CP obtenidas para diferentes normativas analizadas para el Escenario 3.

Comparando las dos gráficas (Gráfica 6 y Gráfica 7) y sus respectivas tablas (Tabla 13 y Tabla 14), se puede observar que incrementando el saneo, se reduce la necesidad de geomalla, y los escenarios que siguen necesitando geomallas, es con menor tensión de diseño.

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido con la normativa EC7 DA1C2 (Figura 22).

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Balasto		15	Mohr-Coulomb	1	45
Subbalasto		20	Mohr-Coulomb	1	37
Capa de forma		20	Mohr-Coulomb	1	37
Capa anti-helada		20	Mohr-Coulomb	1	35
Relleno de terraplén		20	Mohr-Coulomb	1	35
Saneado		20	Mohr-Coulomb	1	35
Material Cohesivo 1		19	Undrained	10	
Material Cohesivo 2		20	Undrained	100	

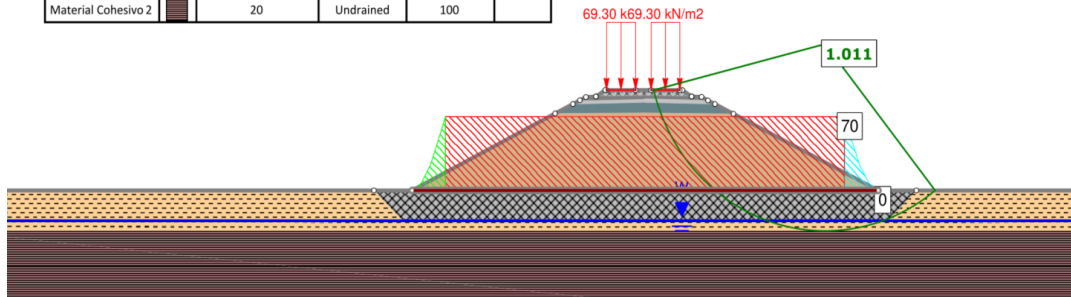


Figura 22. Superficie de rotura para el Escenario 3 a CP, con refuerzo ( $T_{ds}=70$  kN/m) con EC7 DA1C2 (Slide2 v.9)

#### 5.4. Comprobación estabilidad global con geomallas

La presente validación implica la determinación de la tensión de diseño requerida por la geomalla para cada escenario (Capítulo 4.4), a fin de satisfacer todas las comprobaciones correspondientes (local, rotacional, lateral, global y de extrusión). Además de analizar para cada caso de restricción de deformación.

En esta comprobación, las variables consideradas serán el nivel freático y el espesor saneado. Cabe señalar que no se contempla el caso de 4 metros saneados, ya que cuando se sanea la totalidad del material cohesivo superior, se establece una condición estable por sí sola y no se requiere el emplazamiento de geomalla. Tampoco se contemplará el escenario sin saneo, ya que fue descartado en el análisis de la capacidad portante.

El cálculo de esta tensión de diseño se ha realizado por medio de una hoja de cálculo, basada en la normativa BS 8006-1:2010, donde se comprueba que esa tensión de diseño cumple todas las verificaciones planteadas. A continuación, se presenta un ejemplo de esa Hoja de Cálculo para uno de los escenarios y una normativa en concreto, en este caso, para el escenario 3 (saneado de 3 m), basado en EC7 DA1C1, partiendo de una tensión de diseño deducida del análisis mediante el programa Slide2 de 70 kN/m (Figura 23).

DISEÑO DE TERRAPLENES CON CIMENTACIÓN REFORZADA EN SUELOS BLANDOS (BS 8006-1:2010_Sect:8)	
<b>A) ESTADO LÍMITE ÚLTIMO:</b>	
Tensión de diseño para el ULS:	$T_D$ (kN/m) / $f_n = 960$
Tensión máxima para la resistencia característica a CP	$\epsilon_{char}$ (%) = 10.0%
	$f_m$ $T_{char}/T_D = 1.6$
Rigidez axial mínima requerida para la Td a CP	$EA_{char}$ (kN/m) = 15400
<b>a1) DESLIZAMIENTO LATERAL:</b>	
Altura máxima del terraplén:	H (m) = 10.0
Pendiente del terraplén:	2H : 1V
Peso específico del relleno del terraplén:	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20.0
Ángulo de fricción interno del relleno del terraplén	$\phi'_{1s}$ (°) = 35.0
Empuje activo del terreno	$K_a (-) = \tan^2(45^\circ - \phi'_{1s}/2) = 0.271$
Sobrecarga en la parte superior del terraplén	$w_s$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 69.3
Longitud horizontal de los taludes del terraplén:	$L_{s,real}$ (m) = 20.0
Normativa a utilizar:	EC7-DA1 C1
Factor parcial corrector del peso específico:	$f_{\gamma_1}$ (-) = 1.35
Factor parcial corrector de las acciones:	$f_{\gamma_2}$ (-) = 1.50
Factor parcial corrector del ángulo de rozamiento interno:	$f_{\phi}$ (-) = 1.00
Tensión a tracción por metro para resistir el empuje lateral del relleno del terraplén:	$T_{ds}$ (kN/m) = 647.5
	$T_{ds} = 0.5K_a H(f_{\gamma_1}\gamma_1 H + 2f_{\gamma_2}w_s)$
Factor parcial de resistencia al deslizamiento del suelo-refuerzo	$f_{rs}$ (-) = 1.3
Factor parcial a las ramificaciones de los daños:	$f_{ra}$ (-) = 1.1
Altura del terraplén sobre el refuerzo	$h_s$ (m) = 10.0
Altura del terraplén bajo el refuerzo	$h_b$ (m) = 0.0
Altura media del terraplén por encima de la longitud del refuerzo	$h$ (m) = 5.0
Adherencia suelo-refuerzo	$a'$ (-) = 0.8
Mínima longitud del refuerzo	$L_r$ (m) = 16.53
VERIFICACIÓN DESLIZAMIENTO LATERAL: $L_{s,real} \geq L_e$ <b>OK</b>	
<b>a2) EXTRUSIÓN DEL CIMIENTO:</b>	
SUSTITUCIÓN SIGNIFICATIVA DEL CIMIENTO CON SUELO GRANULAR (ESPOSOR > H/3): <b>YES</b>	
(En caso de sustitución del suelo superior a H/3, la extrusión no es estrictamente aplicable debido al confinamiento de las capas más profundas)	
Para evitar la extrusión de los cimientos debe aplicarse la siguiente relación: $R_{ha} \leq R_{rp} + R_s + R_R$	
Peso específico del material blando:	$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 19.0
Resistencia al corte sin drenaje del material blando del cimiento:	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 10.0
Adherencia entre el cimiento y el refuerzo:	$a'_{rc}$ (-) = 0.8
Espesor del material blando:	$z_c$ (m) = 1.00
Factor corrector parcial aplicado a la Cu:	$f_{ms}$ (-) = 1.0
Fuerza horizontal que causa la extrusión de los cimientos:	$R_{ha}$ (kN/m) = -
Fuerza horizontal debida a la resistencia pasiva del cimiento:	$R_{rp}$ (kN/m) = -
Fuerza horizontal debida a la Cu del material blando a la profundidad zc	$R_s$ (kN/m) = -
Fuerza horizontal debida a $\tau$ del material blando a la profundidad zc	$R_R$ (kN/m) = -
Fuerza horizontal total	$R_{rp} + R_s + R_R$ (kN/m) = -
VERIFICACIÓN DE LA EXTRUSIÓN: $R_{ha} - R_{rp} - R_s - R_R$ NO SE REQUIERE	
Longitud mínima horizontal del talud (para la verificación de la extrusión)	$L_{S,min} \geq \frac{(f_{\gamma_1}\gamma_1 H + f_{\gamma_2}w_s - \frac{4c_u}{f_{ms}})z_c}{(1 + a'_{rc})c_u}$ ; $L_1$ (m) = max( $L_{S,min}$ ; 0) = -
VERIFICACIÓN DE LA EXTRUSIÓN: $L_{s,real} - L_1$ NO SE REQUIERE	
<b>a3) ESTABILIDAD LOCAL/ROTACIONAL/GLOBAL:</b>	
Tensión diseño máx. necesaria para cumplir la tensión límite local/rotacional/ global (SLIDE):	$T_{ro}$ (kN/m) = 70.0
<b>a4) FUERZA TRACCIÓN A RESISTIR POR EL REFUERZO EN LA BASE (Tr):</b>	
	$T_{ds} + T_r$ (kN/m) = 647.53
	$T_r$ (kN/m) = max( $T_{ro}$ ; $T_{ds} + T_r$ ) = 647.53
ULS VERIFICACIÓN FUERZA A TRACCIÓN: $T_D/f_n \geq T_r$ <b>OK</b>	
<b>B) ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:</b>	
Factor parcial corrector del peso específico:	$f_{\gamma_1}$ (-) = 1.0
Factor parcial corrector resistencia al deslizamiento del refuerzo:	$f_{rs}$ (-) = 1.0
Factor parcial corrector de las acciones:	$f_{\gamma_2}$ (-) = 1.0
Factor parcial corrector del ángulo de rozamiento interno:	$f_{\phi}$ (-) = 1.0
Factor parcial corrector de la resistencia al corte sin drenaje:	$f_{ms}$ (-) = 1.0
<b>b1) DESLIZAMIENTO LATERAL:</b>	
Tensión a tracción por metro para resistir el empuje lateral del relleno del terraplén:	$T_{ds}$ (kN/m) = 458.8
<b>b2) EXTRUSIÓN DEL CIMIENTO:</b>	
Mínima longitud del refuerzo	$L_r$ (m) = -
Tensión a tracción en el refuerzo por metro para resistir esfuerzo cortante hacia el exterior:	$T_r$ (kN/m) = -
<b>b3) ESTABILIDAD LOCAL/ROTACIONAL/GLOBAL:</b>	
Tensión diseño máx. necesaria para cumplir la tensión límite local/rotacional/ global (SLIDE):	$T_{ro}$ (kN/m) = 70.0
<b>b4) % DEFORMACIÓN EN SLS:</b>	
	$T_r$ (kN/m) = max( $T_{ro}$ ; $T_{ds} + T_r$ ) = 458.8
Deformación en el SLS (suponiendo una deformación lineal):	$\epsilon_{SLS}$ (%) = 2.98%
Deformación máxima en el SLS según BS 8006-1:2010_Sect. 8.3.2.11:	$\epsilon_{max}$ (%) = 3.00%
Rigidez mínima (EA) considerando deformación máxima para SLS.	$EA_{min}$ (kN/m) = 15300
VERIFICACIÓN DEFORMACIÓN SLS: $\epsilon_{max} \geq \epsilon_{SLS}$ <b>OK</b>	

Figura 23. Ejemplo de la Hoja de Cálculo de comprobación Tds de geomalla para cumplimiento de todas las verificaciones para el caso específico de EC7 DA1C1

### 5.4.1. Escenario 2

En el caso de sanear 2 m, se comprueba que independientemente de la tensión con la que se diseñe la geomalla, no superará la verificación de la extrusión.

En la siguiente Figura 24 se observa en color verde y rojo las verificaciones que se cumplen, las que no se cumplen, respectivamente. En todas ellas, independientemente de la carga de la geomalla y de la normativa utilizada, concuerda que todas las verificaciones se aceptan (verde), excepto la extrusión (rojo), debido a que no hay saneo, y es necesario siempre sanear al menos un tercio de la altura del terraplén para que no se produzca dicho fenómeno.

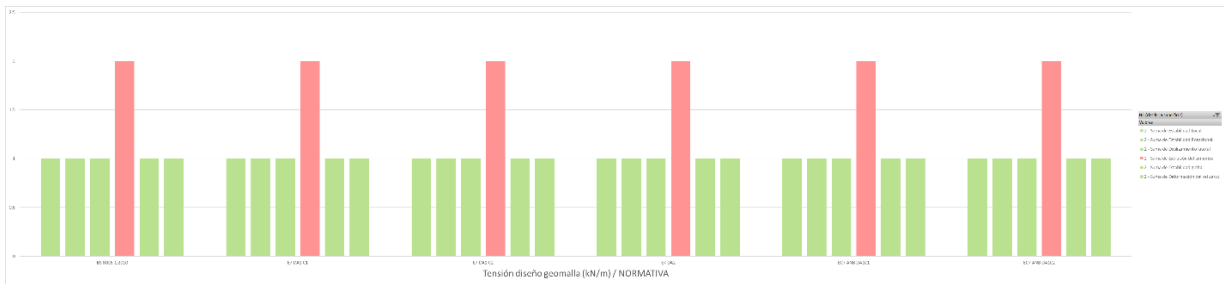


Figura 24. Presentación de resultados de diferentes verificaciones para el Escenario 2.

### 5.4.2. Escenario 3

Considerando la problemática identificada en el caso previo respecto a la incapacidad de cumplir con la verificación de la extrusión, se propone el saneo de 3 metros (Escenario 3, Figura 11). De este modo, se asegura que se reemplaza al menos un tercio de la altura total del terraplén.

Cabe destacar que este estudio se realiza únicamente para los casos que mostraron inestabilidad en el apartado 5.2.2. Estos son los cálculos basados en EC7 DA1C2 y EC7 DA2.

En la siguiente Figura 25 se resume el conjunto de verificaciones realizadas y sus respectivos resultados. Se observa que todas las verificaciones, independientemente de la normativa utilizada, se cumplen, lo que se representa con sombreado verde.

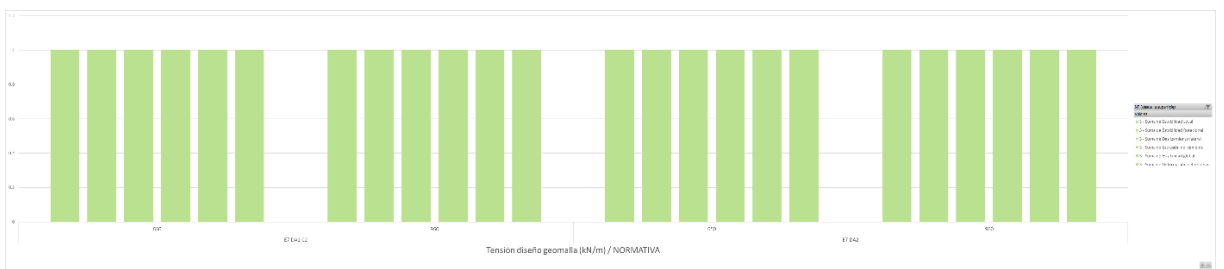


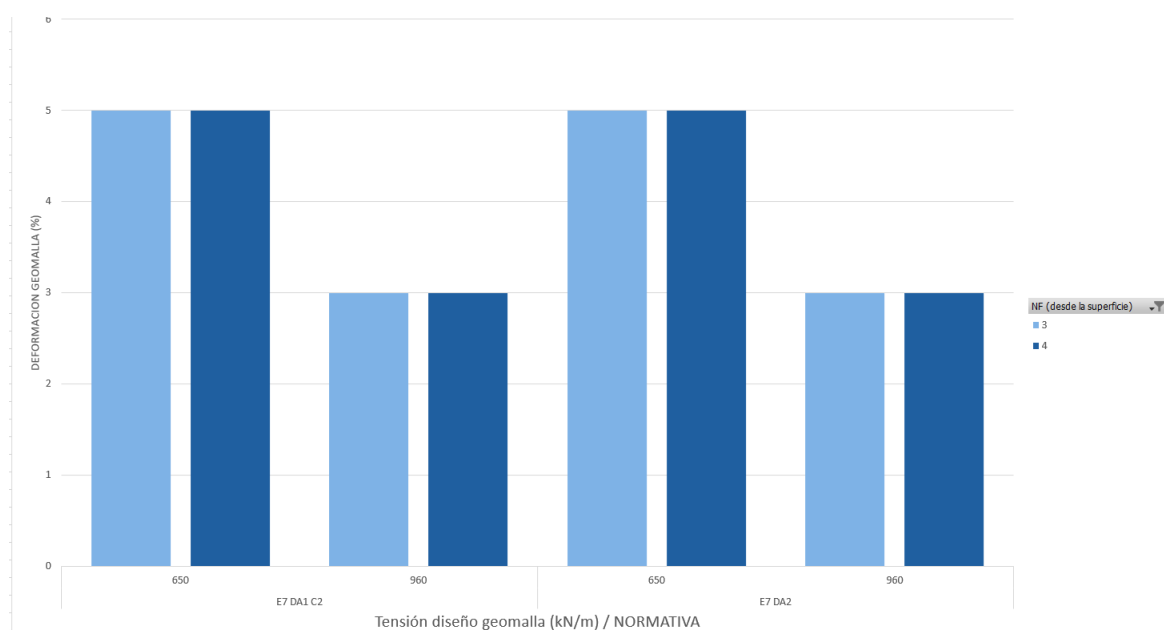
Figura 25 Presentación de resultados de diferentes verificaciones para el Escenario 3.

Una vez que se ha verificado que se cumplen todas las comprobaciones, es necesario realizar la validación de las deformaciones para terminar de definir la tensión de diseño que necesitará la geomalla que asegure la estabilidad completa. Como se señala en el apartado 1.3.3.1, existe una restricción en la deformación de la geomalla en casos que involucran suelos blandos como el del presente estudio.

Se observa que, para ambas normativas, una mayor limitación de la deformación del refuerzo requiere una tensión de diseño más elevada, llegando a ser prácticamente 1.5 veces mayor en los casos en que se restringe más la deformación, tal y como se puede observar en la Tabla 15 y en la Gráfica 8.

Normativa	Tensión diseño geomalla 3% def (kN/m)	Tensión diseño geomalla 5% def (kN/m)	Ratio
<b>E7 DA1 C2</b> <b>E7 DA2</b>	960	650	1.5

Tabla 15. Resumen de los resultados de ejemplo de la diferencia entre las tensiones de diseño del refuerzo en función de la restricción de la deformación de geomalla.



Gráfica 8. Presentación de los resultados donde se observa la diferencia entre las tensiones de diseño del refuerzo (eje horizontal), en función de la deformación de geomalla (eje vertical)

En este caso, se presenta como ejemplo el modelo de rotura producido con las dos normativas estudiadas en este apartado, EC7 DA1C2 (Figura 26) y EC7 DA2 (Figura 27). En la primera Figura 26 se ha limitado la deformación máxima al 3%, y en la segunda Figura 27 se ha limitado a un 5% de deformación máxima.

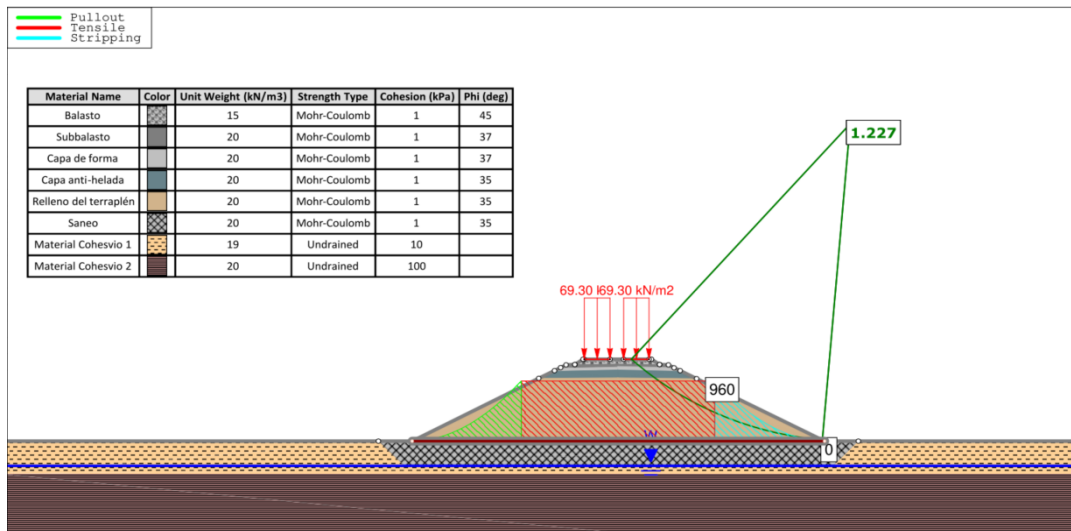


Figura 26. Superficie de rotura para el Escenario 3, con refuerzo ( $T_{ds}=960$  kN/m, limitación de 3% de deformación) con EC7 DA1C2 a CP (Slide2 v.9)

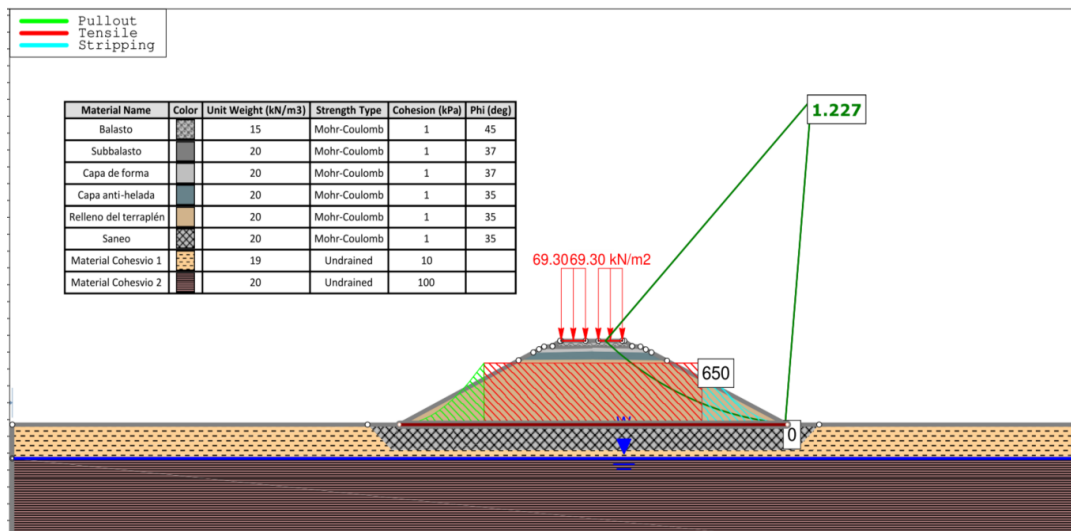


Figura 27. Superficie de rotura para el Escenario 3, con refuerzo ( $T_{ds}=650$  kN/m, limitación de 5% de deformación) con EC7 DA2 a CP (Slide2 v.9)

## 5.5. Comprobación asientos

En esta sección, se lleva a cabo una evaluación de los asientos que se generan en el terraplén del Escenario 1 (Figura 9) y Escenario 3 (Figura 11) de este estudio. Se emplea el *software* RS2 para realizar los cálculos de las deformaciones verticales sin ningún tipo de refuerzo. Posteriormente, se repite este cálculo introduciendo el saneo, y finalmente se introduce el elemento de refuerzo, la geomalla, y su tensión de diseño previamente definida mediante el método de equilibrio límite resumido en el Apdo. 5.4.2 (Tabla 15). No se estudian diferencias entre las normativas, ya que las deformaciones verticales pertenecen a las verificaciones SLS donde los factores parciales son siempre 1, independientemente de la normativa utilizada.

Cabe esperar que el terreno vaya ganando en resistencia a lo largo del paso del tiempo desde la construcción hasta la puesta en servicio de la vía. Es por ello por lo cual los resultados están determinados para una fase final de largo plazo.

El objetivo principal de esta comprobación es determinar si las geomallas contribuyen a la reducción de los asentos, y evaluar la eficacia de este refuerzo en comparación con otras soluciones como los saneos para reducir los valores de deformación en el cimiento del terraplén. Estos resultados serán de gran relevancia para establecer cuál es la mejor opción para mitigar el problema de asentos en los terraplenes.

Como se ha comentado anteriormente, se propone inicialmente el modelo original. Es decir, el terraplén diseñado sobre el perfil del terreno de cálculo, sin sanear (Escenario 1). En este modelo, se han obtenido deformaciones verticales en el centro del terraplén muy elevados e inadmisibles en cualquier proyecto ferroviario (Figura 28).

Posteriormente, incluyendo el elemento del saneo de los primeros 3 m del Material Cohesivo 1 se observa una gran reducción en estas deformaciones (Figura 29).

A continuación, se analiza el mismo caso que anteriormente, pero incluyendo el elemento de refuerzo (geomalla). La carga de diseño que se le ha incorporado a esa geomalla es la correspondiente a la definida para una deformación del 3% en el Apartado 5.4.2, 960 kN/m (Tabla 15) (Figura 30).

El último análisis realizado, será introduciendo la geomalla, pero con una tensión de diseño correspondiente a una deformación del 5% (Apartado 5.4.2). En este caso, y tal y como se puede observar en la Tabla 15, la tensión a tracción de diseño con la que se diseña será de 650 kN/m (Figura 31).

Este compendio de resultados se puede observar en la siguiente Tabla 16:

	<b>Deformación vertical (m)</b>
Sin saneo y sin geomalla (Escenario 1)	3.40
Saneos de 3m y sin geomalla (Escenario 3)	0.35
Saneos de 3m y geomalla 3% (Tds = 960 kN/m)	0.15
Saneos de 3m y geomalla 5% (Tds = 650 kN/m)	0.17

*Tabla 16. Resumen de resultados obtenidos en el estudio de las deformaciones verticales.*

Las salidas gráficas de RS2 donde se pueden observar estos valores además de la distribución de las deformaciones verticales a lo largo de todo el modelo, se presentan a continuación, en las Figura 28 hasta Figura 31 para diferentes escenarios estudiados.

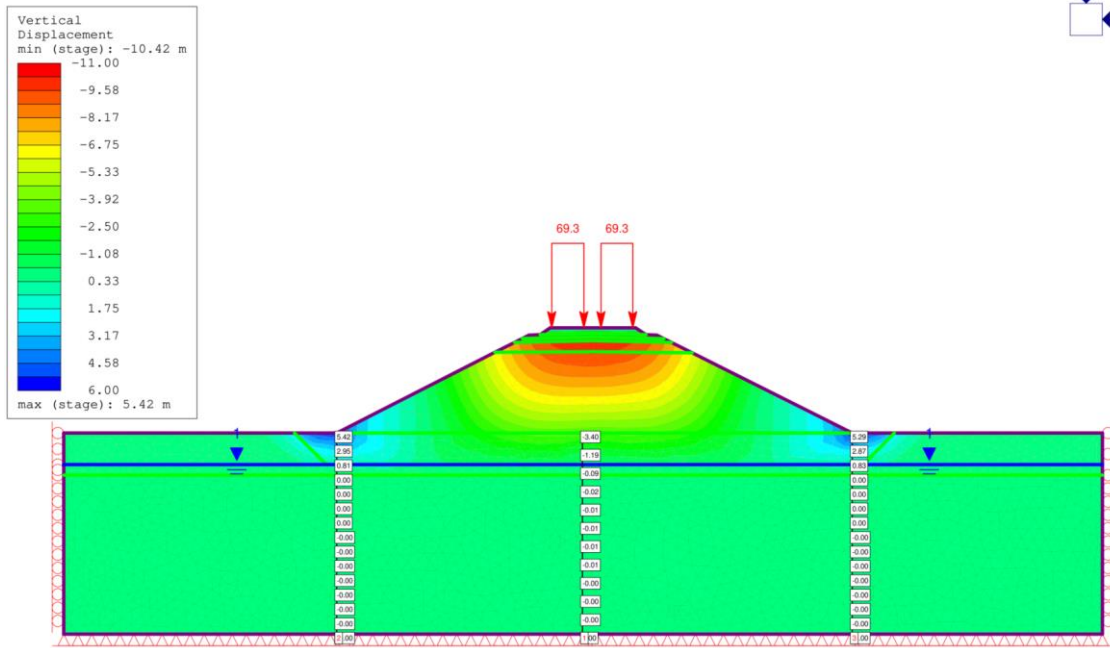


Figura 28. Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase (donde ya se ha construido el terraplén completo) para el Escenario 1.

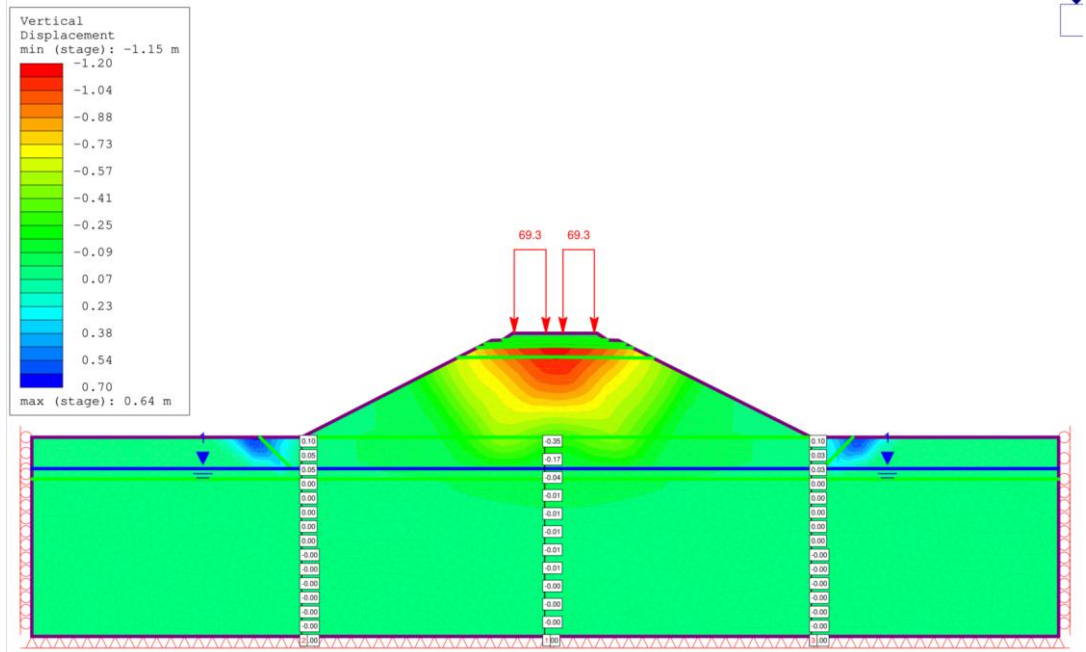


Figura 29 Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase de construcción del terraplén para el Escenario 3.

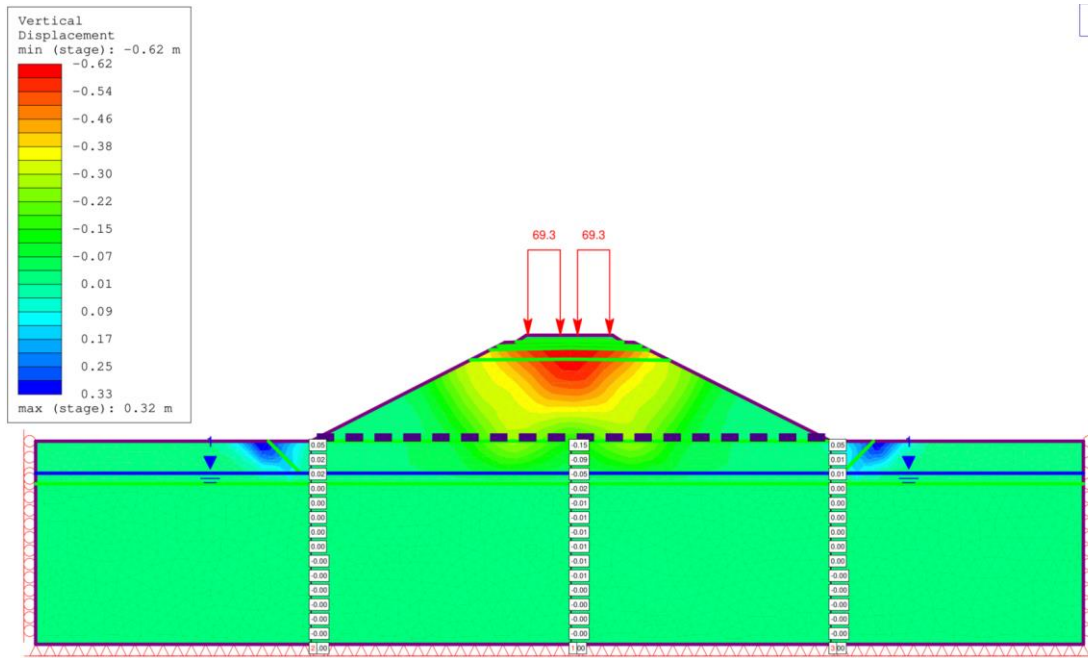


Figura 30 Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase (donde ya se ha construido el terraplén completo) para el Escenario 3 con refuerzo ( $Tds=960$  kN/m).

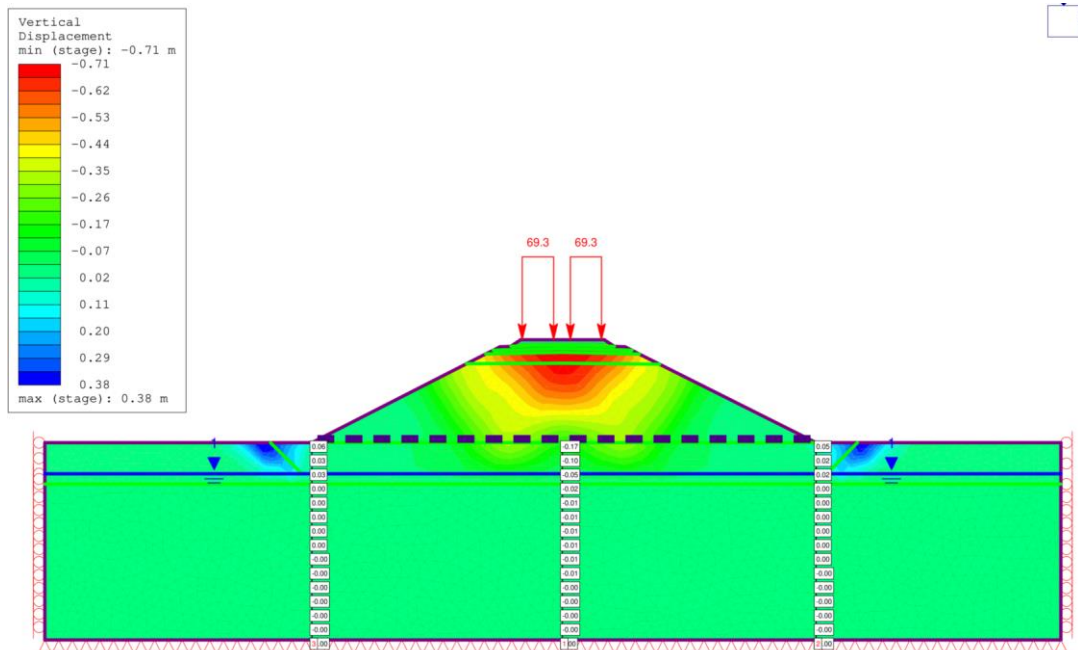


Figura 31 Representación del modelo calculado en RS2 para la última fase (donde ya se ha construido el terraplén completo) para el Escenario 3 con refuerzo ( $Tds=650$  kN/m).

## 5.6. Comparación tensiones geomallas

En esta sección, se efectúa una comparación entre los resultados de las tensiones de diseño obtenidas en las verificaciones de estabilidad local y rotacional, con las verificaciones de estabilidad global. Este análisis se limita al Escenario 3, ya que es el escenario en el cual se cumplen todas esas verificaciones.

Al comparar las tensiones de diseño requeridas para cumplir únicamente con las verificaciones de estabilidad rotacional y local con aquellas necesarias para satisfacer la verificación completa, que incluye la extrusión y el porcentaje de deformación, se puede constatar un aumento considerable en las tensiones requeridas.

Es importante destacar que, en caso de restringir la deformación aún más, es decir, al 3% (Tabla 15), la diferencia entre las tensiones de diseño requeridas para cumplir con todas las verificaciones y aquellas necesarias únicamente para cumplir con la verificación de Slide2 (Tabla 14) aumenta significativamente. En concreto, se observa una diferencia (ratio) de 14 y 19 veces mayor en la tensión de diseño para cumplir con todas las verificaciones, en comparación con aquella requerida solo para la verificación de Slide. Esto se puede observar en la Tabla 17

Por otro lado, cuando la deformación se limita al 5% (Tabla 15), la diferencia en las tensiones de diseño entre esa verificación y la que cumple únicamente estabilidad local y rotacional (Tabla 14) será de 9 y 13 veces mayor. Esto se puede observar en la Tabla 18.

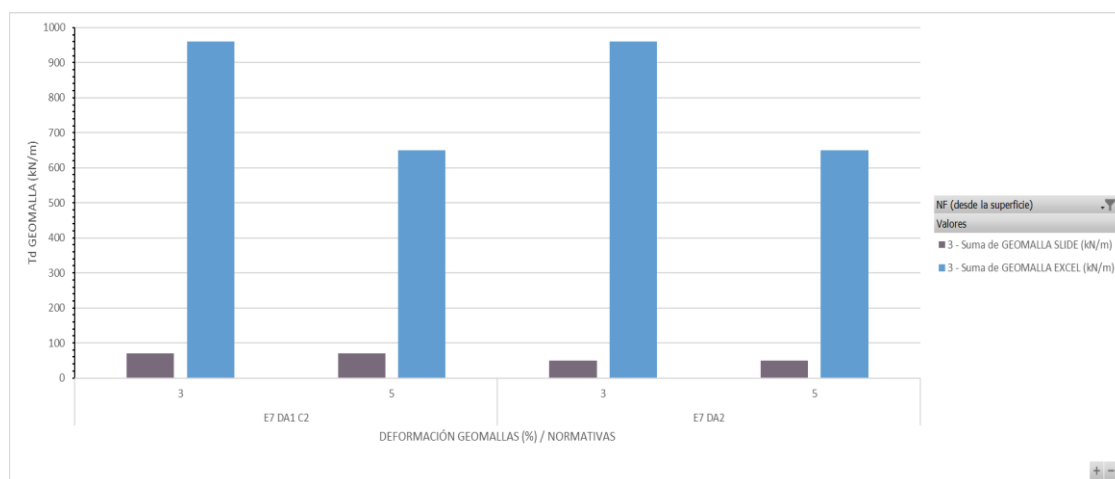
<b>NORMATIVA</b>	<b>CARGA GEOMALLA SLIDE para comprobaciones: rotacional y local</b>	<b>CARGA GEOMALLA EXCEL para comprobaciones: Lateral, extrusión y global</b>	<b>Ratio</b>
BS 8006-1:2010	CUMPLE	CUMPLE	
EC7 DA1 C1	CUMPLE	CUMPLE	
EC7 DA1 C2	70	960	14
EC7 DA2	50	960	19
EC7 ANB	CUMPLE	CUMPLE	

Tabla 17. Presentación de la diferencia en las tensiones de diseño requeridas con una limitación de la deformación al 3%, si únicamente se verifica la estabilidad rotacional y local, frente a la verificación completa de la estabilidad.

NORMATIVA	CARGA GEOMALLA SLIDE para comprobaciones: rotacional, local	CARGA GEOMALLA EXCEL para comprobaciones: Lateral, extrusión y global	Ratio
BS 8006-1:2010	CUMPLE	CUMPLE	
EC7 DA1 C1	CUMPLE	CUMPLE	
EC7 DA1 C2	70	650	9
EC7 DA2	50	650	13
EC7 ANB	CUMPLE	CUMPLE	

Tabla 18. Presentación de la diferencia en las tensiones de diseño requeridas con una limitación de la deformación al 5%, si únicamente se verifica la estabilidad rotacional y local, frente a la verificación completa de la estabilidad.

En la siguiente Gráfica 9, se representan de manera más visual los resultados anteriormente expuestos en la Tabla 17 y en la Tabla 18, mostrándose en el eje horizontal las dos normativas para las que se ha calculado la geomalla, y la deformación de cada una de ellas (3% y 5%), mientras que en el eje vertical se presenta la tensión de diseño de las geomallas, en función de las verificaciones que cumpla. La representación gráfica resume si únicamente cumple las verificaciones obtenidas mediante el método de equilibrio limite correspondiente a la rotura local y rotacional empleando el programa Slide2 (sombreado en morado), y si cumple todas las verificaciones indicadas en al BS 8006-1:2010, se requieren mayores tensiones diseño (sombreadas en azul).



Gráfica 9. Presentación de los resultados entre las tensiones de diseño del refuerzo, en función de la deformación y la normativa aplicada.

## 5.7. Comparación FS

En esta última comparación se evalúa la mejora en el factor de seguridad (FS) del modelo cuando se emplea una geomalla diseñada únicamente con la tensión de diseño verificada para la estabilidad local/rotacional, en contraposición al FS que se logra cuando se diseña la geomalla teniendo en cuenta la tensión de diseño verificada para todas las comprobaciones.

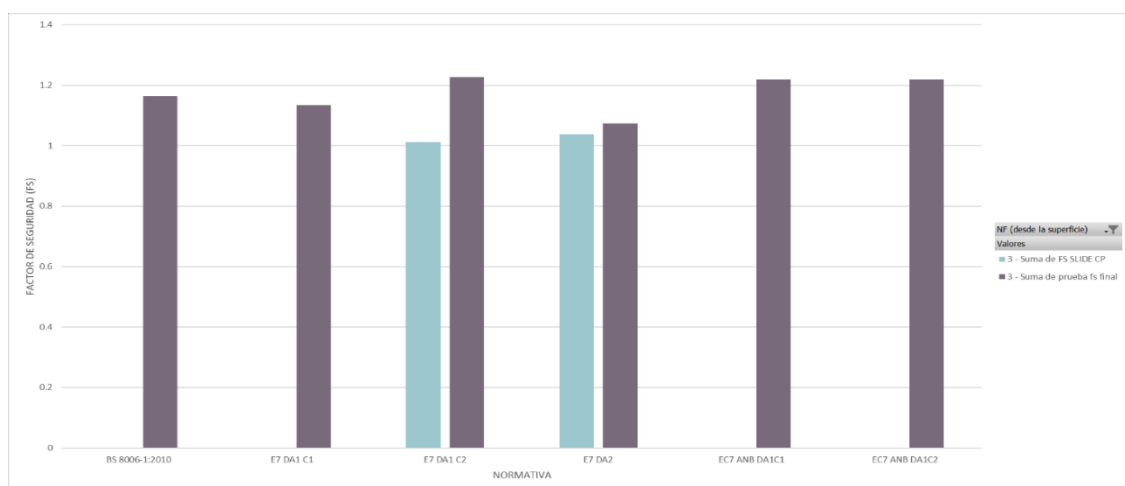
El FS final obtenido será aquel que se aplicará al terraplén definitivo que se construirá.

En este caso, esta comparación únicamente se ha realizado para el Escenario 3, ya que es el ejemplo perfecto donde la geomalla diseñada cumple todas las verificaciones. Esto se recoge en la siguiente Gráfica 10.

En la Gráfica 10, se representan todas las normativas que se han valorado en el estudio (eje horizontal) y en el eje vertical se representa el FS finalmente alcanzado tras la colocación de la geomalla.

Para las normativas que únicamente tienen una columna en color morado (BS2010, EC7 DA1C1, EC7 ANB DA1C1 y EC7 ANB DA1C2) se representa el FS obtenido en el Apartado 5.2.2 (Gráfica 3). Ya que no ha sido necesario en estos casos la ubicación del refuerzo debido a que cumplen la estabilidad únicamente con el saneo.

Es en las otras dos normativas del eje horizontal (EC7 DA1C2 y EC7 DA2) donde sí que se ha necesitado geomalla, tal y como se explicó en el Apartado 5.2.2 donde aparecen dos barras. Una barra de color azul (FS obtenido para cumplir solo verificaciones de estabilidad local y rotacional - Gráfica 7) y una barra de color morado (FS obtenido cumpliendo todas las verificaciones - Gráfica 8)



Gráfica 10. Diferencia entre los FS obtenido únicamente con verificación de la estabilidad local y rotacional frente a el FS obtenido al cumplir verificación de la estabilidad global.

## 6. CONCLUSIONES

Tras realizar un análisis de capacidad portante, se puede concluir que el terraplén diseñado en el perfil de cálculo seleccionado para este trabajo requiere de soluciones geotécnicas adicionales, como el saneo del cimientto, debido a la observación de plastificación del terreno con un valor de resistencia muy bajo.

Tras realizar el análisis de la estabilidad local y rotacional sin la utilización de geomallas, se ha comprobado que el saneo mejora significativamente la estabilidad en condiciones drenadas y no drenadas. En el corto plazo (CP), se observó un aumento en el factor de seguridad (FS) de 0,7-0,9 (Escenario 2), logrando la estabilidad en la mayoría de los casos con un reemplazo de 3 m, y alcanzando la estabilidad total con uno de 4 m de Material Cohesivo 1. Se ha observado que las normativas varían en su grado de restricción en función de los resultados obtenidos en este análisis. En particular, se ha constatado que el enfoque EC7 DA2 siempre produce los resultados más restrictivos a CP en todos los estudios realizados. Esto puede deberse al factor corrector de la resistencia del terreno (R), el cual es más desfavorable en comparación con las demás normativas. En contraposición, se ha observado que los resultados obtenidos con la normativa ANB EC7 son menos restrictivos en cualquiera de sus combinaciones, esto puede ser debido a que es el enfoque que menos mayor las cargas desfavorables. En el largo plazo (LP), la estabilidad está asegurada en todas las situaciones, tanto con saneo como sin él. Sin embargo, se ha observado que el uso de EC7 DA1C2 es más restrictivo en condiciones drenadas debido a que es el enfoque de proyecto y combinación que más disminuye las propiedades del terreno.

Al introducir elementos de refuerzo, como la geomalla, en el análisis anterior, se ha podido identificar qué normativas son más restrictivas que otras mediante el análisis de las tensiones de diseño (Tds) necesarias en cada caso para garantizar la estabilidad. Además, se ha observado que la combinación de reemplazo junto con geomalla es necesaria para cumplir la verificación de la extrusión del cimientto y, además, logra reducir a la mitad las Tds necesarias con un saneo de 2 m y en una sexta parte con un saneo de 3 m. Por lo tanto, es importante estudiar cada caso particular para ajustar los presupuestos de obra. En cuanto a la restricción de las tensiones de diseño, se ha apreciado que el EC7 ANB es el menos restrictivo (al igual que en el párrafo anterior), ya que requiere de menor tensión para garantizar la estabilidad.

Cuando el análisis trata de aceptar todas las verificaciones, únicamente es válido un caso en el estudio correspondiente al Escenario 3. En este caso se puede apreciar cómo aumentan las Tds requeridas en cada caso, obligando a estas a cumplir todas las verificaciones frente a cuando únicamente se cumplen la estabilidad local y rotacional. Se observa un aumento de Tds del orden de 14 y 20 veces limitando la deformación al 3%, y del orden de 9 y 13 veces

limitándola al 5%. En este sentido se observa que el factor limitante que genera diferencias entre las Tds del refuerzo será la restricción de la deformación.

Es con este último ejemplo, donde se toma consciencia de la necesidad de estudiar y validar todas las verificaciones que se resumen en la guía BS 8006-1:2010, en lugar de limitarse únicamente a realizar las verificaciones establecidas en el Eurocódigo 7. Además, se destaca la importancia de la normativa BS 8006:1-2010 la cual se centra específicamente en el cálculo de refuerzos tipo geomalla y ofrece mayor detalle de análisis en comparación con el Eurocódigo 7. Por lo tanto, se recomienda seguir la normativa BS 8006:1-2010 en escenarios donde haya que ubicar este tipo de refuerzos, ya que es la más completa y específica.

Dejando de lado la estabilidad, y centrando el análisis en las deformaciones verticales se puede apreciar, que la mejor solución para reducir los asientos significativamente sería el saneo del material blando. Ya que en el momento en el que se han incorporado refuerzos tipo geomalla, si bien es verdad que esos asientos se han reducido, pero apenas han sido significativos, por lo que no es un método recomendable si únicamente se quiere hacer frente a una problemática de asientos.

Otra de las variables con la que se ha realizado este trabajo, es el cambio de la posición del nivel freático (NF). En condiciones drenadas se ha apreciado en todos los escenarios que cuanto más profundo es la situación de NF, más estable es la situación. Esto se debe a que se disminuyen las presiones intersticiales minimizando así el riesgo de pérdida de resistencia y de capacidad portante del suelo.

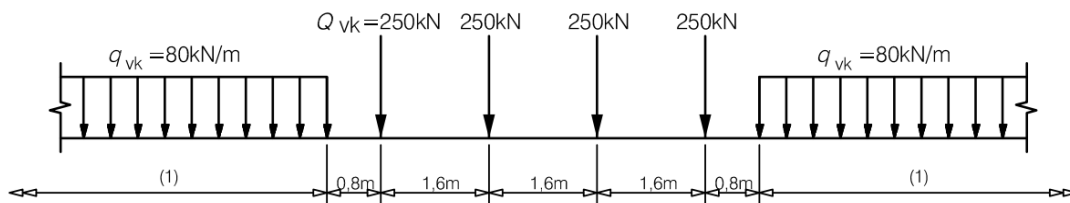
## 7. BIBLIOGRAFÍA

- ADIF (2021): Norma ADIF Plataforma: Metodología para el diseño del trazado ferroviario. NAP 1-2-1.0
- AENOR (2008): Áridos para capas granulares y capas tratadas con conglomerados hidráulicos para uso en capas estructurales de firmes. UNE-EN 13242:2003.
- AENOR (2011): Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. Parte 2: Métodos de ensayo para la determinación en laboratorio de la densidad de referencia y el contenido en agua. Compactación Proctor. UNE-EN 13286:2011.
- Ace Geosynthetics (2019): Acegrid geogrids for reinforced soil embankments. <https://www.geoace.com/products/Geogrids/ACEGrid%C2%AE-GN> .
- Bond, A., and Harris, A. (2008): Decoding Eurocode 7. Oxford, Reino Unido.
- British Standards Institution (2004): National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules. NA to BS EN 1997-1:2004.
- British Standards Institution (2010): Code of practice for strengthened/reinforced. BS 8006-1:2010.
- British Standards Institution (2010): Unbound mixtures – Specifications. BS EN 13285:2010.
- British Standards Institution (2003): Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. BS EN 1991-2:2003.
- British Standards Institution (2002): Aggregates for railway ballast. BS EN 13450:2002.
- Deutsches Institut für Normung (2012): Soil Testing procedures and testing equipment - Plate load test. DIN 18134:2012.
- Eurocode 7 (1997): Geotechnical Design – Part 1: General Rules Part 1. EN1997-1:2004.
- Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B., (2004): Designer's Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules.
- International Railway Solution (2020): Railway Application - Track & Structure - "Earthworks and track bed layers for railway lines" - Design and construction principles. IRS-70719:2020.
- International Union of Railways (UIC) (2006): UIC 719R - Earthworks and track bed for railway lines.
- ISO (2007): ISO 20432:2007 - Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement
- Ministerio de Fomento (2005): ROM 0.5-05 – Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias.
- Ministerio de Fomento (2015): Orden FOM/1631/2015, de 14 de julio, por la que se aprueba la Instrucción para el proyecto y construcción de obras ferroviarias IF-3. Vía sobre balasto. BOE núm. 185, 4 de agosto de 2015. <https://www.boe.es/boe/dias/2015/08/04/pdfs/BOE-A-2015-8766.pdf>
- Schmidt, C.F. y Araújo, T.O. (2016): Guideline on Using Geosynthetics in Slide.
- Sitharam T.G., Hegde A.M. y Kolathyar S (2020): Geocells: Advances and Applications. Springer Nature, Singapore.

## ANEXO 1 – ANÁLISIS DE LA CARGA DEL FERROCARRIL

Conforme a lo establecido en la normativa técnica europea EN 1991-2, se procede a la determinación de la carga vertical transmitida a los terraplenes ferroviarios normales o principales a través de la utilización del Modelo de Carga 71 (LM71 de la UIC71). La aplicación de este modelo se convierte en un elemento fundamental en la evaluación de la estabilidad de los terraplenes y en la previsión de asentamientos a corto plazo provocados por la carga mencionada.

El esquema de carga LM71, objeto de estudio en la presente investigación, se caracteriza por representar el efecto estático de la carga vertical generada por el tráfico ferroviario en los terraplenes ferroviarios. El modelo permite la representación gráfica de las cargas asociadas a través de una figura que se presenta a continuación.



De acuerdo con lo establecido en el Capítulo 6.3.6.4 de la normativa técnica europea EN 1991-2, se determina que la carga vertical característica equivalente debida a las acciones del tráfico ferroviario para los movimientos de tierra bajo la vía o adyacentes a ella, puede ser considerada como el modelo de carga LM71, distribuida uniformemente sobre una anchura de 3,00 m a un nivel de 0,70 m por debajo del plano de rodadura de la vía.

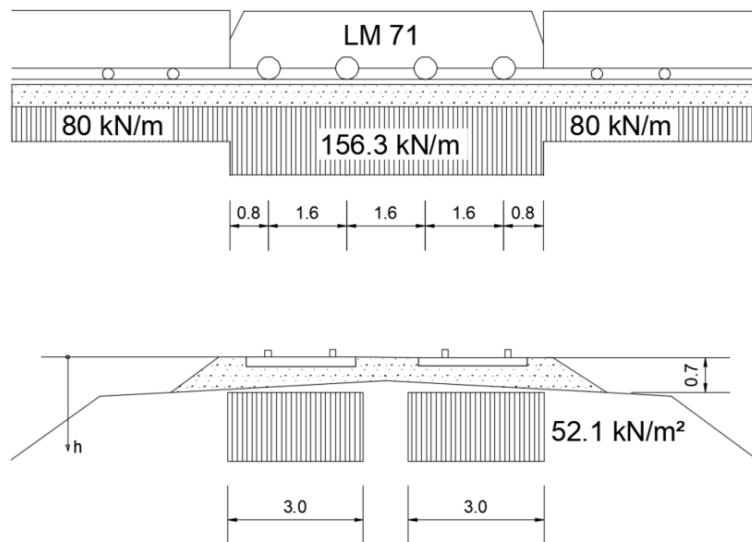
En consecuencia, se determina que la carga uniformemente distribuida generada por los cuatro puntos centrales de carga ( $Q_{vk}$ ) que se aplican en el vano central de la figura presentada anteriormente, sobre una longitud ( $L$ ) de 6,4 m, será:

$$q'_{vk} = \frac{4 \cdot Q_{vk}}{w \cdot L} = \frac{250 \text{ kN} \cdot 4}{3 \text{ m} \cdot (0,8 \text{ m} \cdot 2 + 1,6 \text{ m} \cdot 3)} = \frac{1000 \text{ kN}}{19,2 \text{ m}^2} = 52,1 \text{ kPa}$$

Y la carga producida por la carga distribuida situada a ambos lados de la figura anterior será:

$$q'_{vk} = \frac{q_{vk}}{w} = \frac{80 \text{ kN/m}}{3 \text{ m}} = 26,7 \text{ kN/m}^2$$

Las cargas mencionadas anteriormente se encuentran representadas tanto en el perfil longitudinal como en el perfil transversal, los cuales se ilustran en la figura que se presenta a continuación.



Conforme a lo establecido en la normativa técnica, el valor característico mencionado anteriormente ( $q'_{vk}$ ) se multiplicará por un factor  $\alpha$  en aquellas líneas ferroviarias que transporten un tráfico más pesado o ligero que el tráfico ferroviario normal. Cuando las cargas se multiplican por el factor  $\alpha$ , se les denomina "cargas verticales clasificadas".

Para el caso específico, se ha adoptado un valor de 1,33 como factor  $\alpha$ , por lo que el valor representativo de la carga de tráfico ferroviario se obtiene como:

$$q_{rep} = \alpha \cdot q'_{vk} = 1.33 \cdot 52.1 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{69.3 \text{ kPa}}$$

En función del Modelo de Diseño utilizado para cada caso de estudio, la carga ferroviaria variable mencionada anteriormente se multiplicará por un factor  $\gamma_Q$  cuando resulte desfavorable o favorable.

	EUROCÓDIGO 7				EC7 ANB		BS 8006-1:2010
	DA1 C1	DA1 C2	DA2	DA3	DA1 - C1	DA1 - C2	
$\gamma_Q$ (favorable)	0	0	0	0	0	0	1
$\gamma_Q$ (desfavorable)	1.5	1.3	1.5	1.3	1.45	1.25	1.3