



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Diseño de muros de suelo reforzado: comparativa y sensibilidad entre normas internacionales

Treball realitzat per:

Onkar Singh Kaur

Dirigit per:

Ivan Puig Damians

Grau en:

Enginyeria d'Obres Públiques

Barcelona, **30/06/2020**

Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica
i Geofísica

TREBALL FINAL DE GRAU



INDICE

1. Introducción.....	10
1.1. Antecedentes	10
1.2. Objetivo y metodología del estudio.....	11
2. Muros de suelo reforzado	13
2.1. Generalidades	13
2.2. Base teórica del suelo reforzado.....	13
2.2. Componentes estructurales principales del sistema estructural (Suelo, refuerzo, paramento, conexiones).....	14
2.3. Hipótesis y criterios de diseño: factores de seguridad.....	16
2.3.1. Verificación a la estabilidad externa	16
2.3.2. Verificación a la estabilidad interna (rotura a tracción, arrancamiento)	18
2.4. Normas internacionales de diseño:.....	21
2.4.1. Norma americana AASHTO LRFD (Séptima edición 2014).....	21
2.4.2. Norma británica BS 2006-1 (2016).....	39
2.4.2. Eurocódigo 7.....	52
2.5. Métodos de cálculo tradicionales y su aplicación según tipo de refuerzo	58
2.5.1. Coherent Gravity Method.....	58
2.5.2. Tie-Back Wedge Method.....	60
3. Análisis del diseño estandarizado de muros de suelo reforzado.....	61
3.1. Definición del problema	61
3.1.1. Vida útil de diseño	61
3.1.2. Cargas y condiciones de contorno.....	61
3.2. Metodología de diseño fundamental.....	61
3.2.1. Factores de mayoración de cargas y escenarios de combinación de cargas ..	61
3.2.1. Factores de minoración de resistencia.....	62
3.3. Dimensiones estructurales.....	63
3.3.1. Inclinación del paramento	63
3.3.2. Altura del muro	63
3.3.3. Longitud del refuerzo	63
3.3.4. Empotramiento de la base.....	63
3.4. Características del suelo de relleno	64
3.5. Condiciones de carga efectivas	64
3.5.1. Empuje de tierras lateral	64



3.5.2. Presión vertical en la base de la estructura.....	65
4. Definición de casos particulares de diseño.....	67
4.1. Muro simple con sobrecargas de uso en coronación	67
4.2. Muro con pendiente en coronación	67
5. Resultados.....	69
5.1. Comparativo entre las tres normas de diseño y tipos de refuerzo	69
5.1.1. Estabilidad externa	70
5.1.2. Estabilidad al deslizamiento	71
5.1.3. Estabilidad a la capacidad de soporte de la cimentación.....	79
5.1.4. Estabilidad al vuelco	87
5.1.5. Estabilidad interna.....	90
5.1.6 Resultados agrupados por norma y diferente escenario	107
6. Conclusiones y recomendaciones	114
6.1. Altura del muro	114
6.2. Tipo de refuerzo	115
Referencias	116
APÉNDICES CÁLCULOS Y RESULTADOS	117
APÉNDICE A.- PARÁMETROS Y REQUISITOS DEL PROYECTO	118
APÉNDICE B.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION Y PARAMENTO DE 6 METROS	119
AASHTO.....	119
BS 8006-1.....	125
EUROCÓDIGO 7	129
APÉNDICE C.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION, CON SOBRECARGA (TRÁFICO DE VEHÍCULOS) Y PARAMENTO DE 6 METROS	135
AASHTO.....	135
BS 8006-1.....	140
EUROCÓDIGO 7	145
APÉNDICE D.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 10 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 6 METROS	150
AASHTO.....	150
BS 8006-1.....	156
EUROCÓDIGO 7	161

APÉNDICE E.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 30 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 6 METROS	166
AASHTO.....	166
BS 8006-1.....	171
APÉNDICE F.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION Y PARAMENTO DE 8 METROS	176
AASHTO.....	176
BS 8006-1.....	181
EUROCÓDIGO 7	186
APÉNDICE G.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION, CON SOBRECARGA (TRÁFICO DE VEHÍCULOS) Y PARAMENTO DE 8 METROS	192
AASHTO.....	192
BS 8006-1.....	197
EUROCÓDIGO 7	203
APÉNDICE H.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 10 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 8 METROS	209
AASHTO.....	209
BS 8006-1.....	214
EUROCÓDIGO 7	221
APÉNDICE I.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 30 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 8 METROS	227
AASHTO.....	227
BS 8006-1.....	232
APÉNDICE J.- RESULTADOS AGRUPADOS.....	238
Muro MSE sin pendiente en coronación.....	238
Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobre carga.....	239
Muro MSE con pendiente en coronación 10°.....	240
Muro MSE con pendiente en coronación 30°.....	241

LISTADO DE FIGURAS

- Figura 2.1.1 Componentes de un muro de Tierra Armada
- Figura 2.2.1 Esquema de las tipologías de refuerzo más habituales (Apuntes Ingeniería Geotécnica)
- Figura 2.3.1 Definición de la línea de máximas tracciones en las tiras de refuerzo a) curva real de localización de máximas tensiones; b) aproximación lineal para máximas tracciones
- Figura 2.4.1 Dimensiones para Muro con suelo reforzado
- Figura 2.4.2 Factores de carga para verificar la estructura ante el deslizamiento y la excentricidad.
- Figura 2.4.3 Factores de carga para verificar la estructura ante la capacidad de soporte.
- Figura 2.4.4 Presión horizontal del terreno (sin pendiente en coronación)
- Figura 2.4.5 Presión horizontal del terreno (con pendiente en coronación)
- Listado de figuras
- Figura 2.4.6 Distribución de cargas sin pendiente en coronación horizontal.
- Figura 2.4.7 Distribución de cargas con pendiente en coronación.
- Figura 2.4.8 tensión vertical en condiciones de estabilidad interna
- Figura 2.4.9 Variación de la relación K_r/K_a en función de la profundidad mecánica
- Figura 2.4.10 (a) Superficie de tensión máxima para refuerzos inextensibles
- Figura 2.4.10 (b) Superficie de tensión máxima para refuerzos extensibles
- Figura 2.4.11 Procedimiento para diseñar un muro de suelo reforzado según los estándares de BS 8006-1
- Figura 2.4.12 Sección transversal rectangular
- Figura 2.4.13 Aplicación de factores parciales de carga
- Figura 2.4.14 Distribución de tensiones a lo largo de la base del muro
- Figura 2.4.15 Efectos considerados para la estabilidad interna
- Figura 2.4.16 Variación del coeficiente de empuje respecto la profundidad
- Figura 2.4.17 Definición de la superficie de máxima tensión
- Figura 2.5.1 Superficie de máxima tensión
- Figura 2.5.2 Variación de la ratio K_o/K_a respecto la profundidad
- Figura 3.5.1 Método Rankine
- Figura 4.1.1 Muro sin pendiente en coronación
- Figura 4.1.2 Muro con pendiente en coronación
- Figura 5.1 Estabilidad al deslizamiento, $H = 6\text{m}$: valores de R_d y P_d

LISTADO DE FIGURAS

- Figura 5.2 Estabilidad al deslizamiento, $H = 8\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.3 Estabilidad al deslizamiento: factor CDR
- Figura 5.4 Estabilidad al deslizamiento con sobrecarga de tráfico, $H = 6\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.5 Estabilidad al deslizamiento con sobrecarga de tráfico, $H = 8\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.6 Estabilidad al deslizamiento con sobrecarga de tráfico: factor CDR
- Figura 5.7 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 10° , $H = 6\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.8 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 10° , $H = 8\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.9 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 10° : valores de factor CDR
- Figura 5.10 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 30° , $H = 6\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.11 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 30° , $H = 8\text{m}$: valores de R_d y P_d
- Figura 5.12 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 30° : valores de factor CDR
- Figura 5.13 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente en coronación, $H = 6\text{m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.14 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente en coronación: $H = 8\text{m}$ valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.15 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente en coronación: valores ratio q_{ult}/q_r
- Figura 5.16 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente y con sobrecarga de tráfico de 12 kN/m^2 , $H = 6\text{m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.17 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente y con sobrecarga de tráfico de 12 kN/m^2 , $H = 8\text{m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.18 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente y con sobrecarga de tráfico de 12 kN/m^2 : valores ratio q_{ult}/q_r
- Figura 5.19 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 10° , $H = 6\text{ m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.20 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 10° , $H = 8\text{ m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.22 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 30° , $H = 6\text{m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.23 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 30° , $H = 8\text{m}$: valores de q_{ult} y q_r
- Figura 5.24 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 30° : valores de ratio q_{ult}/q_r
- Figura 5.25 Tipos de superficies de fallo al vuelco

LISTADO DE FIGURAS

- Figura 5.26 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.27 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.28 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación: valores ratio T_{max}/T_r
- Figura 5.29 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación Con sobrecarga de tráfico, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.30 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación Con sobrecarga de tráfico, H = 8m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.31 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación Con sobrecarga de tráfico: valores ratio T_{max}/T_r
- Figura 5.32 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.33 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 8m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.34 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°: valores ratio T_{max}/T_r
- Figura 5.35 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.36 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°, H = 8m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.37 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°: valores ratio T_{max}/T_r
- Figura 5.38 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.39 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación, H = 8m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.40 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación: valores ratio T_{max}/T_r
- Figura 5.41 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación Con sobrecarga de tráfico, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.42 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación Con sobrecarga de tráfico, H = 8m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.43 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación Con sobrecarga de tráfico: valores ratio T_{max}/T_r
- Figura 5.44 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 6m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.45 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 8m: valores T_r , T_{max}
- Figura 5.46 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°: valores ratio T_{max}/T_r

LISTADO DE FIGURAS

Figura 5.47 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación
Pendiente de 30°, H = 6m: valores T_r , T_{max}

Figura 5.48 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación
Pendiente de 30°, H = 8m: valores T_r , T_{max}

Figura 5.49 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación
Pendiente de 30°: valores ratio T_{max}/T_r

Figura 5.50 Estabilidad al deslizamiento – AASHTO, H = 6m

Figura 5.51 Estabilidad al vuelco – AASHTO, H = 6m

Figura 5.52 Estabilidad al deslizamiento – BS, H = 6m

Figura 5.53 Estabilidad al deslizamiento – EC7, H = 6m

Figura 5.54 Estabilidad al vuelco – EC7, H = 6m

Figura 5.55 Estabilidad al deslizamiento – AASHTO, H = 8m

Figura 5.56 Estabilidad al vuelco – AASHTO, H = 8m

Figura 5.57 Estabilidad al deslizamiento – BS, H = 8m

Figura 5.58 Estabilidad al deslizamiento – EC7, H = 8m

Figura 5.59 Estabilidad al vuelco – EC7, H = 8m

LISTADO DE TABLAS

- Tabla 2.4.1 Profundidad de empotramiento mínimo
- Tabla 2.4.2 Combinaciones de cargas y factores de carga
- Tabla 2.4.3. Factores de carga para MSE
- Tabla 2.4.4 Altura equivalente
- Tabla 2.4.5 Factores parciales
- Tabla 2.4.6 Factor parcial para las combinaciones de carga
- Tabla 2.4.7 Factor parcial de carga según *Eurocódigo 7*
- Tabla 2.4.8 Factores parciales según *Eurocódigo 7*
- Tabla 2.4.9 Parámetros para el cálculo de Δe *Eurocódigo 7*
- Tabla 2.4.10 parámetros para la corrosión para refuerzo metálico
- Tabla 3.2.1 Combinaciones de cargas y factores de carga según *AASHTO*
- Tabla 3.2.2 Factores de carga según *AASHTO*
- Tabla 3.2.3 Factor parcial de carga según *BS8006*
- Tabla 3.2.4 Factor parcial de carga según *Eurocódigo 7*
- Tabla 3.2.5 Factores parciales según *BS8006*
- Tabla 3.2.6 Factores parciales según *Eurocódigo 7*
- Tabla 3.4.1 Parámetros del terreno
- Tabla 4.2.1 Valor la pendiente en coronación
- Tabla 5.1.1 Comparación de factores parciales
- Tabla 5.1.2 Comparación de factores parciales
- Tabla 5.1.3 Comparación de factores parciales
- Tabla 5.1.4 Refuerzos extensibles
- Tabla 5.1.5 Valor de T_r
- Tabla 5.1.6 Refuerzos extensibles

1. Introducción

1.1. Antecedentes

Las primeras estructuras de contención que se tienen conocimientos datan del año 400 A.C. Estas estructuras corresponden a monumentos megalíticos que se emplearon en la costa atlántica de la actual Europa.

Durante el reinado del faraón Jasejemuy, en la época de los egipcios, fueron de las primeras civilizaciones en construir grandes monumentos y ciudades. Cabe señalar, hacia el segundo siglo A.C, la construcción de muros para la contención de las terrazas que soportaban el templo de Demeter en Pergamon.

La evolución de las civilizaciones consiguió el crecimiento de las ciudades, por lo que muchas tuvieron que ser fortificadas con grandes muros con objeto de defensa.

Durante muchos siglos los muros fueron construidos con materiales, principalmente de mampostería, tanto de piedra como ladrillo, así como adobe. Con la aparición del hormigón a inicios del siglo XIX ha permitido diseñar estructuras con geometrías más complejas y mayores prestaciones.

Inicialmente el hormigón era utilizado en masa el cual trabajaba principalmente por gravedad, en el que el peso propio del cuerpo rígido aportaba la estabilidad. Su principal inconveniente era una limitación a la altura. Este problema de limitación fue resuelto con el desarrollo del hormigón armado. El hormigón armado permite alcanzar mayores alturas con estructuras más esbeltas.

A partir de la introducción del hormigón armado se ha desarrollado un avance tecnológico muy fuerte durante el siglo XX. Estos avances han permitido alcanzar diferentes soluciones a las de uso más tradicional, ha permitido el uso de nuevos materiales para el diseño, la creación de nuevos métodos constructivos.

De este modo la mayoría de las actuales aplicaciones en ingeniería están orientadas al uso de refuerzo de suelos y a la utilización del hormigón prefabricado para la construcción de muros. El Ingeniero Henry Vidal patentó en la década de los años 60 la técnica que denominó “Tierra Armada”, en la cual se basa en la construcción de un terraplén que es reforzado mediante tiras metálicas y que es recubierto con placas de hormigón prefabricadas.

Esta técnica ha permitido reducir el tiempo y su coste en las tareas de puesta en obra, también ha mejorado la calidad final de la estructura, además, ha permitido disminuir el impacto al medio ambiental.



1.2. Objetivo y metodología del estudio

Objetivo general

Evaluar el uso de las normativas AASHTO, BS 8006-1 y el Eurocódigo 7 para el diseño de un muro con suelo reforzado.

Objetivos específicos

- Definir diferentes escenarios, es decir, plantear diferentes casos con diferentes condiciones de contorno.
- Estudiar el comportamiento de la estabilidad externa en los diferentes escenarios mediante las guías de diseño de las normativas.
- Estudiar el comportamiento de la estabilidad interna frente en los diferentes escenarios mediante las guías de diseño de las normativas.
- Identificar y definir los materiales que se van a utilizar para el refuerzo.
- Realizar una comparativa entre normas

Metodología empleada

Para el desarrollo del presente Trabajo Final de Grado, se ha utilizado la siguiente metodología con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos planteados anteriormente.

- (1) Se han estudiado las diversas tipologías de estructuras rígidas de contención y se han establecido cuatro escenarios posibles.

Se han definido los siguientes escenarios:

- Muro con 6 y 8 metros de paramento sin inclinación en coronación.
- Muro con 6 y 8 metros de paramento sin inclinación en coronación y con sobre carga de tráfico de 12 kN.
- Muro con 6 y 8 metros de paramento con inclinación en coronación de 10°.
- Muro con 6 y 8 metros de paramento con inclinación en coronación de 30°.
- Para cada uno de los escenarios comentados anteriormente se ha considerado utilizar diferentes tipos de refuerzo.

- (2) Se ha definido los tipos de refuerzo a emplear. Refuerzo extensibles e inextensibles

- (3) Se estudiaron los diversos métodos de cálculo empleados en el diseño de muros con suelo reforzado.



El estudio de los diferentes métodos ha permitió entender con mayor facilidad las ecuaciones utilizadas en las diferentes normativas.

- (4) Se ha estudiado los métodos de cálculo empleados para el diseño de muros con las diferentes normativas.
- (5) Se ha obtenido el dimensionamiento de la estructura con el aprendizaje de lo anterior.
- (6) Por último, se ha realizado la comparativa entre los diferentes métodos y para los diferentes escenarios planteados.

2. Muros de suelo reforzado

2.1. Generalidades

La idea de suelo reforzado o de la tierra mecánicamente estabilizada fue desarrollada durante los años 60 por el Ingeniero Francés Henri Vidal (Schlosser, 1972), quién llegó a patentar la “Tierra Armada”.

El método creado por Vidal consiste en la estabilización mecánica de un terraplén mediante la introducción al terreno de tiras metálicas, las cuales permiten reforzar el suelo por el efecto de interacción que se genera entre suelo - refuerzo. Las tiras son conectadas en su extremo a un muro de revestimiento construido mediante diversas placas, tal como se presenta en la figura 2.1.1, las cuales sirven para prevenir el escape del relleno.

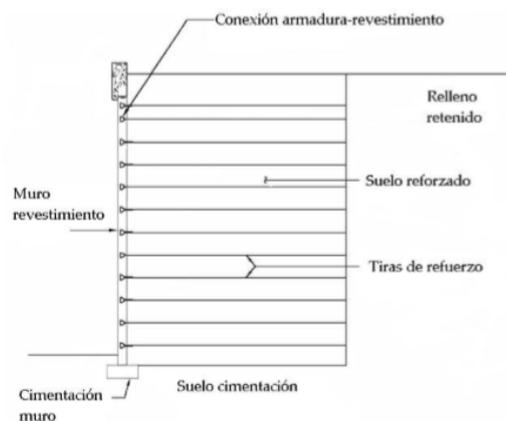


Figura 2.1.1 Componentes de un muro de Tierra Armada (Gonzalo Andrés 2008)

2.2. Base teórica del suelo reforzado

Una estructura de suelo reforzado se basa fundamentalmente en la introducción de elementos resistentes a tracción orientados correctamente, que permiten aumentar la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del muro. En este método, denominado como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo mejora debido a la transferencia de los esfuerzos para los elementos de refuerzo.

Los suelos normalmente poseen elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero no a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de tracción.

Si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo.

Las estructuras de suelo reforzado son válidas como construcciones alternativas en la resolución de problemas de contención de tierras, tanto para salvar desniveles importantes

en poca disponibilidad de espacio (taludes verticales en zonas urbanas muy edificadas, por ejemplo) como cuando la interacción final es la de cargar considerablemente la coronación del desnivel (estribos de puentes, etc.). Las soluciones mediante suelo reforzado suelen ser más económicas en comparación con otros sistemas de contención y más rápidas de ejecutar debido a su carácter prefabricado. También, la tipología del suelo reforzado es bastante menos sensible a posibles asientos diferenciales que las soluciones tradicionales más masivas. La principal problemática de este tipo de estructuras es su ejecución, que debe ser muy metódica, con una compactación adecuada del material de relleno, y con un cuidado especial en el cumplimiento de las prescripciones técnicas (sobre todo las correspondientes al mismo relleno, para garantizar una resistencia adecuada y neutralidad frente a la corrosión de las armaduras).

El proceso constructivo consiste en ejecutar el muro que está constituido por las placas de paramento y por el refuerzo, al mismo tiempo que se va construyendo el terraplén en el trasdós. A cada nivel de tierras se instalan las tiras de refuerzo que son conectadas a las placas mediante adecuados sistemas de sujeción. Estos muros pueden alcanzar alturas sobre los 30 m.

2.2. Componentes estructurales principales del sistema estructural (Suelo, refuerzo, paramento, conexiones)

A continuación, se detallan los principales componentes de las estructuras de suelo reforzado:

Los paneles se encargan del equilibrio de las tensiones en el entorno del macizo construido (paramento). Por lo general son piezas prefabricadas de hormigón, interconectadas por encaje, que mantienen entre sí aberturas en forma de juntas abiertas con el consecuente efecto de drenaje. La geometría de estas piezas varía, aunque suelen tener una forma cuadrada de doble simetría, con un área habitual de 2 a 5 m² y espesor entre 10 y 20 cm. En la zona de interconexión (horizontal y vertical) de las juntas se deben instalar geotextiles para evitar la erosión del material de relleno debido a los procesos de drenaje. El paramento, además, puede estar conformado por geotextiles de alta resistencia (mantas geosintéticas), donde el mismo refuerzo hace de paramento, así como de piezas de mampostería debidamente ensambladas y conectadas.

Los refuerzos suelen ser elementos lineales (barras o redondos corrugados, cordones, flejes, pletinas, bandas, mallas geotextiles, etc), con escasa o nula resistencia a flexión y que trabajan pasivamente por fricción con el relleno.

Actualmente, son varios los materiales empleados en las obras de refuerzo de suelo, independientemente de este gran número, tales materiales se dividen en dos grupos, los cuales se diferencian entre sí, por la rigidez (comportamiento tensión / deformación) de los refuerzos que los componen.

Estos dos grupos son conocidos como los de los refuerzos no-extensibles y los de los refuerzos extensibles (más o menos rígidos) a acciones de tracción, ver la figura 2.2.1.

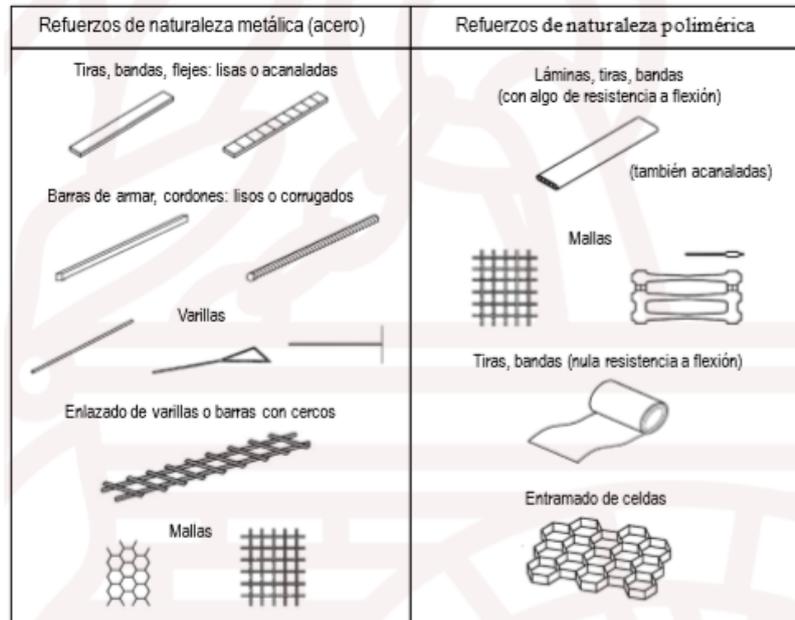


Figura 2.2.1 Esquema de las tipologías de refuerzo más habituales (Adaptada de la UNE-EN 14475, 2011. *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Relleno reforzado.*)

Los refuerzos inextensibles son los que poseen un alto módulo de rigidez, es decir, su máxima resistencia a la tracción es movilizada por una pequeña deformación, alrededor del 2%-3%. Característica mecánica que normalmente se presenta para refuerzos de materiales metálicos, tales como los flejes de acero.

El material de relleno en la zona donde se instalarán los refuerzos debe cumplir unas exigencias resistentes y de densidad mínimas (típicamente no inferiores a $\varphi = 32^\circ$ a 34° con $\gamma = 18$ a 20kN/m^2), debidamente compactados según las prescripciones técnicas del proyecto, así como una granulometría y composición química adecuada para garantizar un buen comportamiento del sistema, un drenaje interno eficiente, y una corrosión mínima de los refuerzos.

Cabe decir que las propiedades del material de relleno y de los elementos de refuerzo deben encajar para obtener un comportamiento óptimo en el efecto de la fricción suelo-refuerzo. De este modo, tanto la granulometría del material de relleno como la rugosidad de los refuerzos suelen venir sugeridas para que, desde un punto de vista conjunto, se obtengan unos ángulos de rozamiento suficientes en su interacción.

También hay otros componentes, quizá menos importantes en cuanto a la estabilidad estructural final, aunque no menos importantes en cuanto al correcto montaje de la estructura y comportamiento bajo hipótesis de servicio. Estos son:

Los elementos de apoyo son piezas de naturaleza elastomérica (caucho, goma, neopreno, polietileno, etc) con una dureza y resistencia apropiadas y que tienen como función

asegurar la flexibilidad de las juntas horizontales. Aunque de naturaleza material más blanda que el resto del paramento, estos elementos de apoyo deben tener una resistencia a la compresión suficiente para soportar los esfuerzos verticales que se originen en el paramento y evitar el contacto hormigón-hormigón.

La cimentación se suele realizar mediante una zapata corrida sobre la que se apoyan los paneles inferiores del paramento. Su función no es la de soportar la estructura según criterios de capacidad portante y asiento admisible, sino la de alinear adecuadamente el primer nivel de los paneles a construir. La profundidad de apoyo de la cimentación se relaciona con el riesgo de rotura de fondo y otras consideraciones prácticas como asegurar un buen confinamiento estructural en la base.

2.3. Hipótesis y criterios de diseño: factores de seguridad

La estabilidad de los muros se obtiene comparando las acciones que estabilizan las estructura con las que tienden a desestabilizarlas, y así, finalmente obtener un factor de seguridad que es comparado con unos valores mínimos establecidos que son comúnmente denominados coeficientes de seguridad globales.

En el campo geotécnico es frecuente utilizar un coeficiente de seguridad único que engloba la imprecisión que se considera tanto a las cargas a considerar como la resistencia producida por la estructura.

En cambio, en la actualidad, diferentes normativas a nivel nacional e internacional han incorporado un nuevo concepto para el estudio de la estabilidad de las estructuras en el campo geotécnico. Se trata de la aplicación de los coeficientes de seguridad parciales. La utilización de los coeficientes parciales obliga a que la verificación de las dimensiones de la estructura se debe realizar, por un lado, mediante coeficientes que mayoran el valor de las acciones, y, por otro lado, coeficientes que minoren la resistencia del terreno.

Desde un punto de vista geotécnico el análisis de estabilidad del muro se ha de realizar a partir de la definición de los estados límite. Por una parte, estados límites últimos, que hacen referencia al colapso total o parcial del terreno o con el colapso estructural. Por otra parte, los estados límites de servicio que hacen referencia a determinados requisitos a las deformaciones del terreo por razones estéticas o de servicio.

De este modo, la estabilidad de muros se comprueba mediante la verificación de dos conceptos: verificación a la estabilidad externa y verificación a la estabilidad interna.

2.3.1. Verificación a la estabilidad externa

Existen procedimientos sofisticados que permiten analizar a detalle el estado de cargas generado y las condiciones de estabilidad correspondientes, normalmente la

comprobación de la estabilidad externa de un muro se puede realizar con los siguientes pasos:

Estabilidad al deslizamiento

Para que el muro no falle por desplazamientos globales se debe garantizar su estabilidad ante acciones externas, es decir, mantener el equilibrio entre acciones y reacciones, se debe de verificar que:

$$\sum F_{dst} \leq \sum F_{est}$$

donde

- $\sum F_{dst}$ Pertenece a la sumatoria de todas las fuerzas que tienden a desestabilizar el muro
- $\sum F_{est}$ Pertenece a la sumatoria de todas las fuerzas que tienden a estabilizar al muro

Estabilidad al vuelco

Otro modo de fallo podría ser el volcamiento total del muro alrededor de un punto. El mecanismo de vuelco depende de la geometría del muro y, por ejemplo, de la presencia de anclajes. En un muro de gravedad, el punto de vuelco habitual es el pie. Si hay una hilera de anclajes, el punto de vuelco puede ser el propio punto de anclaje en el muro.

Por lo tanto, se determina comprobando cuando el momento producido por el empuje activo supere el valor del momento producido por el peso propio y la sobrecarga si existiera.

Este tipo de análisis considera el bloque de suelo reforzado como un macizo rígido y donde la fundación no se deformará en el momento del giro. En la realidad para que haya una rotación del bloque es necesario que la fundación entre en rotura debido a las cargas.

Por lo tanto, en la evaluación de la estabilidad al vuelco se debe verificar que:

$$\sum M_{dst} \leq \sum M_{est}$$

donde

- $\sum M_{dst}$ Pertenece a la sumatoria de todos los momentos que tienden a desestabilizar el muro
- $\sum M_{est}$ Pertenece a la sumatoria de todos los momentos que tienden a estabilizar al muro

Estabilidad a la capacidad portante

Para esta comprobación se realiza a partir de las teorías habituales de la presión de hundimiento. Por lo tanto, para el caso de muros convencionales se adopta la expresión general de Brinch-Hansen.

$$q_u = qN_q s_q d_q i_q + cN_c s_c d_c i_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

donde

- q_u Es la capacidad de carga última del suelo de cimentación
- N_q, N_c, N_γ son factores de capacidad de carga
- c es la cohesión del terreno
- $s_q, d_q, i_q, s_c, d_c, i_c, s_\gamma, d_\gamma, i_\gamma$ son los factores de forma, profundidad e inclinación de la cimentación
- q es la sobrecarga equivalente al peso del terreno que hay por encima de la base de la cimentación
- B es el ancho de la cimentación
- γ es el peso del terreno

Los valores de los parámetros anteriores se han obtenido de los apéndices de la normativa AASHTO.

La comprobación al hundimiento debe ser obtenido aplicando la siguiente expresión.

$$\frac{q_u}{\sigma_{max}} \geq 3.0$$

La tensión vertical máxima puede calcular como:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F_v}{L - 2e}$$

siendo e la excentricidad, es decir, la distancia desde el centro al punto de aplicación de la resultante de cargas en la base.

2.3.2. Verificación a la estabilidad interna (rotura a tracción, arrancamiento)

En esta fase se verifican las posibles fallas que pueden suceder dentro del suelo reforzado, por ello se determina un plano dentro del macizo rígido, dominada como la superficie de rotura. Y una vez esta cruza los refuerzos es definido el punto de la máxima sollicitación a tracción actuante en cada refuerzo (T_{max}).

El plano de rotura divide el macizo rígido en dos zonas ver figura 2.5:

- Zona activa, que tiende a moverse hacia las placas de revestimiento

- Zona resistente, donde las tiras de refuerzo soportan las fuerzas de arrancamiento

La localización de las máximas tensiones que se generan en los refuerzos queda definida por una superficie en forma de curva el cual asumimos como recta para el diseño tal como se muestra en la figura 2.3.1.

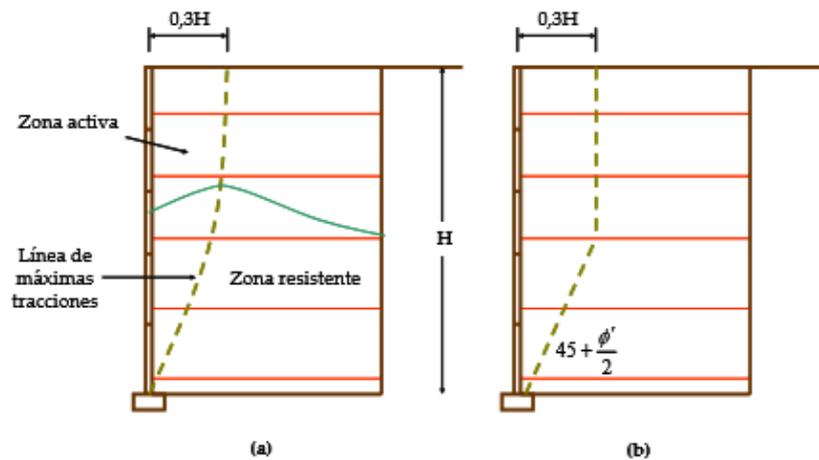


Figura 2.3.1 Definición de la línea de máximas tracciones en las tiras de refuerzo a) curva real de localización de máximas tensiones; b) aproximación lineal para máximas tracciones (Gonzalo Andrés 2008)

Resistencia a la rotura de las armaduras de refuerzo

La tensión horizontal en el contorno de la línea de máximas tracciones se puede obtener de la empleando la siguiente expresión:

$$\sigma'_h = K_r \sigma'_v$$

donde

- K_r es el coeficiente de tensión lateral de tierras
- σ'_v es la tensión vertical sobre la armadura de refuerzo debido al peso propio del relleno más cualquier sobrecarga existente

Por lo tanto, conocida la tensión horizontal podemos conocer la tracción máxima que se genera en cada armadura a partir de las siguientes expresiones:

$$T_{max} = \sigma'_h S_h S_v$$

donde

- S_h y S_v es el espaciamiento horizontal y vertical respectivamente entre armaduras de refuerzo

Una vez obtenido T_{max} y el punto de aplicación a cada esfuerzo, se procede a verificar la posibilidad de rotura de cada esfuerzo, de tal modo que se debe asegurar que T_{max} no sea

mayor a la resistencia de proyecto del refuerzo, además, se ha de verificar la posibilidad de fallo por arrancamiento.

Resistencia al arrancamiento de las armaduras de refuerzo

La resistencia del refuerzo al arrancamiento está relacionada con la longitud de la armadura en la zona resistente y con la fricción que se crea entre el suelo-refuerzo. Por lo tanto, la resistencia contra el arrancamiento que se produce en la armadura tiene la siguiente expresión:

$$t_{arrancamiento} = 2bL_R\sigma'_v\tan\delta$$

donde

- L_R es la longitud de la armadura en la zona resistente
- b es el ancho de la armadura de refuerzo
- $\tan\delta$ es el coeficiente de rozamiento entre el suelo reforzado y el elemento de refuerzo

Como hemos indicado, para realizar la verificación interna es importante conocer la superficie de rotura, el cual varía debido con la rigidez del refuerzo por lo tanto existen metodologías diferentes para estructuras con refuerzos inextensibles y refuerzos extensibles.

Los refuerzos inextensibles alcanzan su resistencia pico a deformaciones unitarias menores que las requeridas para que el suelo alcance su resistencia pico. En cambio, los refuerzos extensibles alcanzan su resistencia pico a deformaciones unitarias mayores que las requeridas para que el suelo alcance su resistencia pico.

2.4. Normas internacionales de diseño:

2.4.1. Norma americana AASHTO LRFD (Séptima edición 2014)

Con respecto las instrucciones para el diseño de muros con suelo reforzado la normativa AASHTO nos desplaza al capítulo 11 “Section 11 Walls, Abutments, and Piers”.

Se harán referencias a algunos artículos específicos de la normativa AASHTO que irán encabezadas con la letra “A”.

En este capítulo abarca los requisitos para el diseño de estribos y muros. Respecto a los muros se destacan los siguientes tipos: Muros de contención convencionales, muros en voladizo, muros anclados, muros estabilizados mecánicamente (MSE, mechanically stabilized earth wall) y muros modulares prefabricados.

El concepto de Mechanically stabilized earth Wall, MSE, se trata de un sistema de retención del suelo empleando elementos de refuerzos a tracción a la masa del suelo, como, por ejemplo; unas tiras o rejillas, metálicos o poliméricos y empleando un elemento de revestimiento vertical o casi vertical.

Tradicionalmente, el diseño de muros mecánicamente estabilizados MSE, se diseñaban utilizando el método de Diseño de Resistencia Admisible (ASD, Allowable Stress Design) descrito en la edición de 1996 y 2002 de las especificaciones estándar de AASHTO. Este método utiliza factores de seguridad (FS) para la estabilidad externa contra el vuelco ($FSOT \geq 1.5$) y deslizamiento ($FSSL \geq 1.125$). En cambio, la estabilidad interna se verifica por separado, calculando la resistencia a la extracción (Pull-out) de los refuerzos ($FSPO \geq 1.125$) y la resistencia a la tracción de los refuerzos ($FST \geq 1.36$)

El desarrollo del método LRFD (Load and Resistance Factored Design) en la normativa AASHTO (2007) mejoró el método ante el método ASD. El método LRFD en varias formas es aplicado en todo el mundo. Por ejemplo; los eurocódigos utilizan el método diseño de estado límite (limit state design LSD) el cual es muy similar al método LRFD.

La diferencia fundamental entre los dos métodos es que el método ASD simplemente evalúa los factores externos de seguridad resultantes de los cálculos de las fuerzas de conducción y resistencia para las diferentes condiciones físicas de estabilidad interna y externa, mientras que LRFD intenta aplicar condiciones discretas de carga y resistencia en diferentes combinaciones para simular el estado de equilibrio límite.

Los diversos factores de carga y resistencia en el método LRFD actúan como factores de seguridad integrados para la estructura. El método LRFD aplica diferentes factores de seguridad a diversas cargas en función del nivel de incertidumbre de cada carga individual o fuerza de resistencia.

En la sección 11 (A11.10-Mechannically Stabilized Earth Walls) se definen dos categorías para el diseño de los muros MSE mediante el método LRFD:

- Para estabilidad externa
 - Estabilidad al deslizamiento
 - Capacidad de soporte
 - Estabilidad al vuelco
 - Estabilidad global

- Para la estabilidad interna
 - Resistencia a la extracción de los refuerzos
 - Resistencia a la tracción de los refuerzos
 - Resistencia de los refuerzos entre la conexión panel-refuerzo

El punto de partida para el diseño del muro con suelo reforzado es tratar de especificar las dimensiones de la estructura acorde con las especificaciones de la normativa.

Dimensiones de la estructura (A11.10.2)

En la siguiente figura 2.4.1 podemos observar los diferentes elementos que forman la estructura del muro con suelo reforzado.

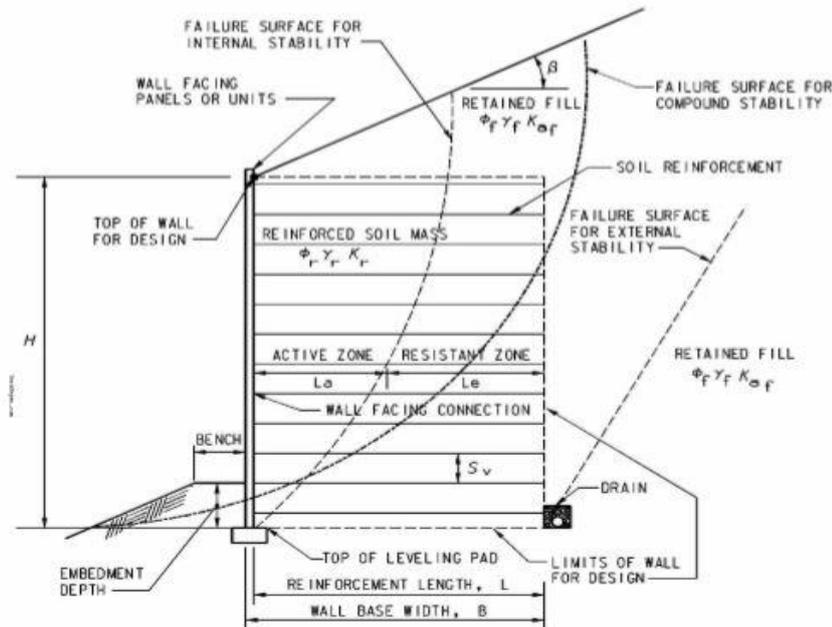


Figura 2.4.1 Dimensiones para Muro con suelo reforzado (AASHTO 2014)

Las dimensiones se establecerán de tal modo que deberán satisfacer una serie de requisitos: requisitos de estabilidad y resistencia de capacidad de soporte, requisitos de resistencia estructural en la zona de la masa de suelo con refuerzo, por último, requisitos de longitud de refuerzo mínima.

El peso y las dimensiones de los elementos frontales son normalmente ignorados tanto en el cálculo de estabilidad externa como en la estabilidad interna. Sin embargo, si se pueden tener en cuenta estos parámetros para el cálculo de la verificación al deslizamiento y a la capacidad de soporte.

El tamaño y la profundidad de empotramiento del suelo reforzado se determinarán en función de los requisitos para estabilidad y resistencia geotécnica, resistencia estructural en la masa de suelo reforzado y algunos requisitos para la longitud del refuerzo discutidos en el punto A11.10.2.1 de la normativa.

El diseño de los elementos internos de la estructura requiere saber a corto y largo término las propiedades de los materiales que se vayan a utilizar para el refuerzo del suelo. En punto de la estabilidad interna abarcaremos con más detalle las propiedades de los refuerzos

Longitud mínima del refuerzo (A11.10.2.1.) deberá ser más grande que el 70% de la altura desde la capa de nivelación o bien 2.5 metros. La longitud debe ser uniforme en toda la altura del muro. Se define la longitud mínima de refuerzo con la siguiente expresión:

$$L_{min} = 0.70H$$

Donde, H es la altura del muro respecto la cota de nivelación (leveling pad en la figura 2.4.1)

Esta longitud de refuerzo preliminar sirve para verificar la estabilidad externa e interna.

La profundidad mínima de empotramiento (embedment depth en la figura 2.4.1) de la parte superior de la cota de nivelación debe basarse sobre los requisitos de resistencia, asentamiento y capacidad de soporte determinados de acuerdo con los estándares de AASHTO.

Debido y basados en la experiencia actual, sobre la capacidad de soporte, se recomienda la profundidad de empotramiento mínimo listados en la siguiente Tabla 2.4.1 de Profundidad de empotramiento mínimo.

Tabla 2.4.1 Profundidad de empotramiento mínimo

Inclinación del paramento	Profundidad de empotramiento mínimo
Todas las geometrías	0.6 m aprox.
(muros) horizontales	H/20
(estribos) horizontales	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1.5H:1V	H/5

Cargas y combinaciones de carga

En la Sección 3 de AASHTO (2007) se presenta una lista completa de varias cargas, factores de carga y combinaciones de carga que deben considerarse en el diseño de estructuras de puentes y estructuras de transporte asociadas, como muros de contención y alcantarillas. Muchos tipos de carga son comunes para el diseño de estructuras de puentes y no son aplicables a muros de contención como se señala en la Sección 11 de AASHTO (2007).

Con respecto a las estructuras de muros MSE solo son aplicables algunas de las cargas y combinaciones de cargas. Las cargas aplicables para la mayoría de las aplicaciones muros MSE se dividen en dos tipos:

Cargas permanentes

- EH son las cargas horizontales debida al terreno (Horizontal earth loads)
- ES son las cargas debida a una sobrecarga muerta (Earth srucharge load)
- EV es la presión debida a una carga vertical muerta en la zona del suelo reforzado (Vertical pressure from dead load of earth fill)

Cargas no permanentes

- CT fuerza generada por la colisión de un vehículo (Vehicular collision forcé)
- EQ carga debido a un terremoto (Earthquake load)
- LL carga viva debida a un vehículo (Vehicular live load)
- LS sobrecarga viva (Live load surcharge)

A continuación, se presentan las siguientes tablas; Tabla 2.4.2 y la Tabla 2.4.3. Las cuales contienen las típicas combinaciones de cargas para el diseño de los muros MSE y los factores de carga para las cargas permanentes.

Tabla 2.4.2 Combinaciones de cargar y factores de carga

Estado limite	EH, ES, EV	LL, LS	EQ	CT
Strength I	γ_p	1.75	-	-
Extreme event I	γ_p	γ_p	1.00	-
Extreme event II	γ_p	0.5	-	1.00
Service I	1.00	1.00	-	-

- Strength I: Combinación de cargas relacionado con el uso de vehículos sin considerar la carga que genera el viento.
- Extreme evento I: Combinación de cargas que considera un seísmo.
- Extreme evento II: Combinación de cargas que considera el efecto del hielo, la colisión de vehículos en la estructura, ciertos procesos hidráulicos.

- Service I: Combinación de cargas relacionada que considera el viento a 55 mph i también tiene en cuenta el deterioro de los materiales metálicos.

Los factores se seleccionarán de tal modo que se produzca el estado más desfavorable con el valor de la carga factorizada. Tanto para las combinaciones positivas como para las combinaciones negativas.

Los factores de carga a utilizar para cálculos de estabilidad externa de los muros MSE son:

Tabla 2.4.3 Factores de carga para MSE

Tipo de carga	Factor de carga	
	Max	Min
EH	1.50	0.90
EV	1.35	1.00
ES	1.50	1.50

Para el estudio de la estabilidad externa, los factores de carga que vamos a aplicar se muestran en la figura 2.4.2 y la figura 2.4.3:

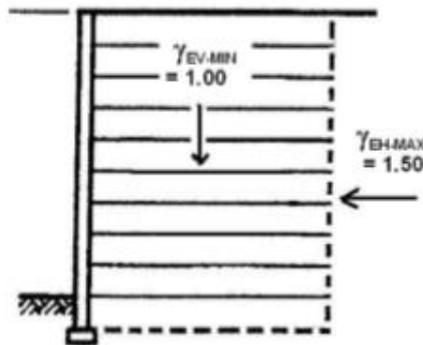


Figura 2.4.2 Factores de carga para verificar la estabilidad al deslizamiento y la excentricidad (AASHTO 2014)

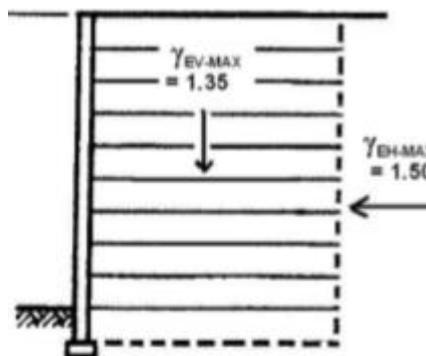


Figura 2.4.3 Factores de carga para verificar la estructura ante la capacidad de soporte (AASHTO 2014)

Seguidamente se van a explicar detalladamente las cargas que hemos considerado para realizar nuestro estudio.

El coeficiente de empuje activo, K_a , empleado para obtener la tensión horizontal se determinará mediante el ángulo de fricción del suelo retenido. En ausencia de este último dato se puede asumir un ángulo de fricción máxima de 30° para un terreno granular.

Para un muro MSE con paramento vertical y sin pendiente en coronación:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_b}{2} \right)$$

Para un muro MSE con paramento vertical y con pendiente en coronación:

$$K_a = \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_b}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_b}} \right)$$

donde

- β es la pendiente en coronación
- φ_b es el ángulo de fricción interno del suelo

Las cargas a considerar para el análisis de la estabilidad externa se definen en el artículo A11.10.5.2 y se explican detalladamente a continuación:

- Presión horizontal del terreno (MSE Wall Horizontal Earth Pressure EH A3.11.5.8)

La fuerza resultante por unidad de ancho detrás del muro MSE y actuando a una altura de $h/3$ sobre la base de la pared, tal como se observa en las figuras 2.4.4 y 2.4.5.

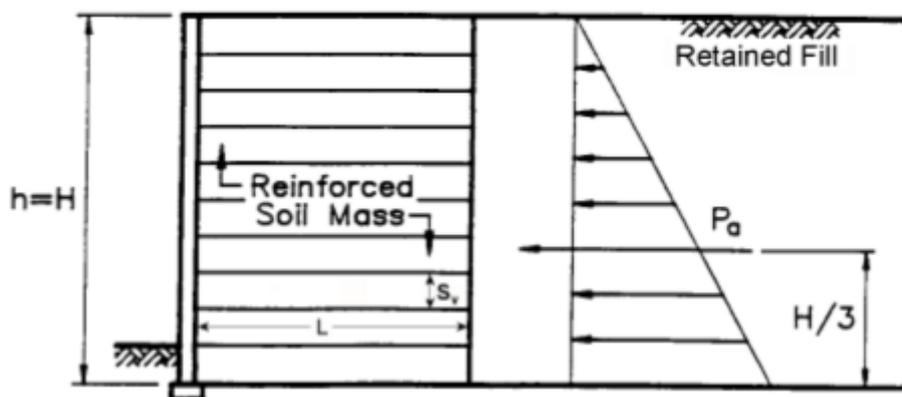


Figura 2.4.4 Presión horizontal del terreno, sin pendiente en coronación (AASHTO 2014)

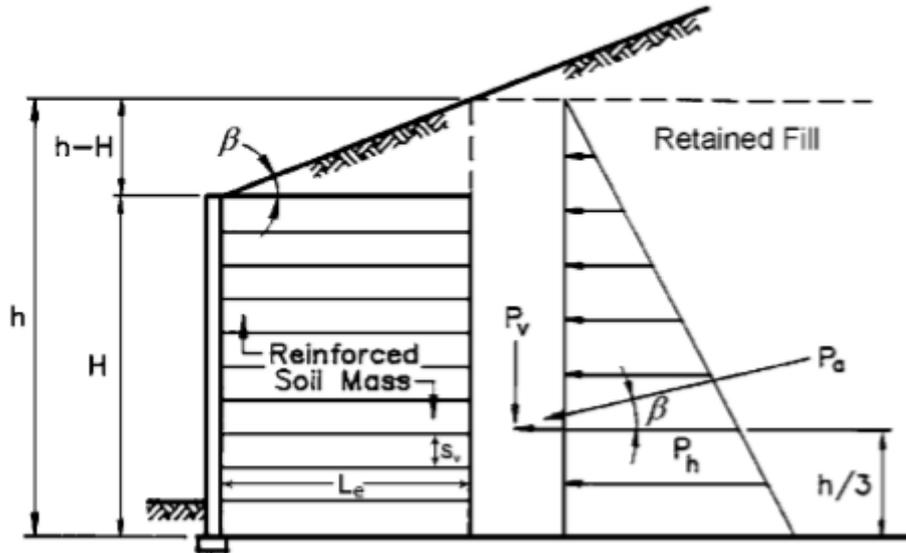


Figura 2.4.5 Presión horizontal del terreno, con pendiente en coronación (AASHTO 2014)

La fuerza resultante de la presión horizontal sigue la siguiente expresión:

$$P_a = 0.5k_a\gamma_f h^2$$

Siendo k_a el coeficiente de empuje activo el cual se obtiene tal como hemos indicado anteriormente.

donde

- P_a es la resultante de la presión del terreno, por unidad de ancho del muro (1 metro)
- γ_f es el valor del peso del suelo en el relleno
- h Es la altura de la distribución de tensiones horizontales

- Sobrecarga (LS Live load Surcharge A11.10.10.2, A3.11.6.4)

En caso de que se prevea una sobrecarga debido al tráfico motorizado, entonces se incrementará el empuje activo sobre el cuerpo rígido una constante Δ_p .

Para obtener el valor de la constante Δ_p se aplicará la siguiente expresión:

$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq}$$

donde

- Δ_p es la constante de presión horizontal debido a la sobrecarga
- γ_s es peso unitario del suelo
- k es coeficiente de empuje, se puede estimar mediante Rankine
- h_{eq} altura equivalente del suelo

La altura equivalente h_{eq} , se estima en función de la altura del muro y de la localización de las cargas de los vehículos que pasan por autopistas. En la tabla 2.4.4 se pueden ver los diferentes valores de altura equivalente. Para aquellas alturas diferentes a las mostradas en la tabla 2.4.4 podrán obtenerse mediante la aplicación de una interpolación lineal.

En el caso de pendiente en coronación no se aplicará la sobrecarga debida al tráfico.

Tabla 2.4.4 Altura equivalente

Altura del muro(m)	h_{eq} (m)	
	0.0 m	0.3 m o mayor
1.5	2.4	0.6
3	1.0	0.6
6	0.6	0.6

Estabilidad externa (A11.10.5 Safety against Soil Failure)

La normativa establece las estructuras MSE deben satisfacer los siguientes criterios;

- estabilidad ante el deslizamiento
- estabilidad ante la capacidad de soporte
- estabilidad ante el vuelco (excentricidad)

Seguidamente se definen los criterios anteriormente nombrados. Se definirán los conceptos y expresiones, así como, los puntos más importantes de la normativa. que se han.

- Verificación por fallo al deslizamiento (A10.6.3.4 Failure by Sliding)

Se estudian aquellos casos donde el pie del muro debe soportar cargas horizontales o bien cargas inclinadas y/o se encuentren en laderas. También son considerados los siguientes casos para el estudio:

- Cimentaciones que se encuentren en suelos arcillosos,
- Posible presencia de una fisura de contracción entre el suelo y los cimientos.
- Si la resistencia pasiva se considera como parte de la resistencia al corte para resistir el deslizamiento
- También aquellos casos donde se considere la posibilidad de la eliminación de la berma en un futuro.

Igualmente, se considera únicamente como carga estabilizadora, es decir,

En relación se describe la resistencia factorizada ante el fallo al deslizamiento el peso del relleno:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau$$

$$R_\tau = V \tan \delta$$

donde

- R_R es la resultante factorizada de las fuerzas resistentes
- φ_τ es el factor de resistencia para resistencia al corte entre el suelo y la cimentación del muro (se establecen un valor igual a 0.9 en la interacción entre suelo-suelo)
- R_τ es la resistencia al deslizamiento nominal entre el suelo del relleno y el suelo de la cimentación
- $\tan \delta$ es $\tan \varphi$

La estabilidad del muro MSE se evalúa en la base de la estructura y como mínimo en la capa refuerzo más profunda.

Para refuerzos continuos el ángulo de fricción debe ser el mínimo entre, el ángulo de fricción en la cimentación φ_f , el ángulo de fricción en el relleno φ_r , y el ángulo de interacción suelo-refuerzo ρ . En ausencia de este dato se podrá tomar como $\frac{2}{3} \varphi_f$ o $\frac{2}{3} \varphi_r$.

Si la capa de refuerzo más profundo queda por encima del pie del paramento, el ángulo de fricción que tendremos en cuenta para la estabilidad debida al deslizamiento en la base de la estructura será el mínimo entre φ_f y φ_r .

Para el análisis en la capa del refuerzo más profundo se establece el ángulo de interacción de suelo-refuerzo como el ángulo de fricción del suelo del relleno.

- Verificación por fallo en la capacidad de soporte (A10.6.3.1 Bearing Resistance)

La capacidad de soporte se determina considerando la aplicación de una distribución de presión uniforme en la base de la masa del suelo reforzado. Además, en caso de considerar una sobrecarga de uso, ésta debe actuar a la zona de refuerzo y a la zona de relleno.

La capacidad de soporte factorizada o resistencia factorizada se determina con la siguiente expresión:

$$q_r = \varphi_b q_n > q_{uniforme}$$

donde

- φ_b es la resistencia factorizada especificada en el artículo A10.5.5.2.2
- q_n es la capacidad de soporte nominal

Tal que $q_{uniforme}$ es:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{(L - 2e_B)}$$

donde

- V la suma de las fuerzas verticales
- L la longitud de refuerzo
- e_B es la excentricidad

Para la determinar la capacidad de soporte nominal la normativa AASHTO ofrece dos métodos de cálculo. El primero, es un método teórico, y el segundo es un método semiempírica.

El método teórico presentado en la normativa AASHTO es una recopilación de diferentes métodos de cálculo propuestos por diferentes autores, aunque básicamente parte de la ecuación de Terzaghi. En cuanto al formato de la expresión, se añade unos parámetros correctores de forma, profundidad e inclinación de la carga.

La expresión general para el cálculo para la capacidad de soporte nominal es la siguiente:

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

Talque

- $N_{cm} = N_c s_c i_c$
- $N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$
- $N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$ es la
- c es la cohesión del terreno (ksf)
- B es el ancho de la cimentación (ft)
- D_f es la profundidad de empotramiento (ft)
- γ es el peso del terreno
- N son los factores de capacidad de carga
- s son los parámetros correctores de forma
- i son los parámetros correctores de inclinación
- d son los parámetros correctores de profundidad

Para calcular estos parámetros podemos emplear las ecuaciones del apartado 2.3.1 “Capacidad de soporte”. O se pueden utilizar los siguientes valores, los cuales se han obtenido experimentalmente, que se muestran al final de este documento. En el anejo de “Factores de capacidad de soporte”.

Tal como hemos indicado anteriormente, existían dos métodos de cálculo para obtener el valor de la capacidad de soporte nominal. Tras haber comentado el método teórico, ahora trataremos el método semiempírico.

Este método se basa en estimar los parámetros para relacionarlos con la capacidad de soporte mediante los resultados de los ensayos in-situ. Los ensayos más comunes son los siguientes:

- Standard Penetration Test (SPT)

➤ Cone Penetration Test (CPT)

Estos tipos de ensayos son ensayos penetrométricos y se basan en estimar la resistencia a la penetración que ofrece el suelo a una puntaza normalizada, habitualmente cónica. A partir de esta resistencia y mediante el uso de correlaciones con base semiempírica, se obtienen parámetros de resistencia del terreno útiles en el cálculo geotécnico.

Dependiendo de cómo se aplica la energía necesaria para el hincado de la puntaza se tiene:

Si el hincado es estático. Donde se hinca la puntaza mediante la aplicación de presión sobre la barra, que induce a una velocidad y avance en profundidad baja (velocidad del orden de 20 mm/s) entonces el procedimiento se conoce como CPT.

Si el hincado es dinámico discontinuo. Donde la puntaza se hinca mediante la energía que aporta una masa que cae desde una determinada altura, este procedimiento se conoce como SPT.

Otro ensayo mencionado en la normativa es el ensayo de carga con placa. El ensayo consiste en aplicar sobre la capa a evaluar una carga circular a través de una placa rígida y medir las deformaciones verticales en la capa.

▪ Verificación al vuelco (A10.6.3.3 Eccentric load limitations - overturning)

Las cargas estabilizadoras a tener en cuenta son únicamente a la debida al peso del terreno y cualquier sobrecarga que se localice detrás de la zona de suelo con refuerzo. Además, el peso y la geometría (el ancho) del paramento son despreciables.

La excentricidad, e , es la distancia entre la resultante de las fuerzas de la cimentación y el centro de la zona de suelo reforzado.

El valor de la excentricidad se calcula sumando los momentos desestabilizadores y los momentos estabilizadores, dividiendo por la carga vertical.

$$e = \frac{\sum M_{DES} - \sum M_{EST}}{\sum V}$$

Se describe a continuación el cálculo de la excentricidad para dos casos en concreto:

Para facilitar la comprensión y justificación de ambos casos se ha procedido a mostrar las ilustraciones de la normativa AASHTO. En éstas observamos la distribución de las cargas y el punto de aplicación de las mismas.

➤ Caso a) en el que tenemos el paramento vertical y sin pendiente en coronación, además, tendremos en cuenta una sobrecarga uniformemente repartida.

Representamos la disposición de esfuerzos en la figura 2.4.6 para el caso a.

La excentricidad, e , corresponde a la siguiente expresión:

$$e = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \left(\frac{H}{3}\right) - \gamma_{LS} F_{q-LS} \left(\frac{H}{2}\right)}{\gamma_{EV-MIN} V_1}$$

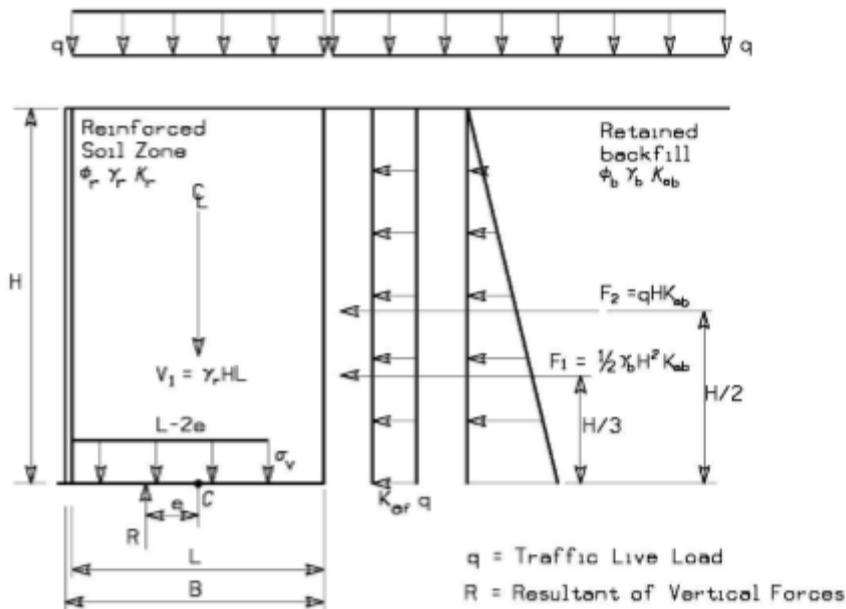


Figura 2.4.6 Distribución de cargas sin pendiente en coronación horizontal (FHWA 2009)

- Caso b) en el que tenemos el paramento vertical y con pendiente en coronación.

Representamos la disposición de esfuerzos en la figura 2.4.6 para el caso b.

La excentricidad, e, corresponde a la siguiente expresión:

$$e = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_T \cos\beta \left(\frac{H}{3}\right) - \gamma_{EH-MAX} F_T \sin\beta \left(\frac{H}{2}\right) - \gamma_{EV-MIN} V_2 \left(\frac{L}{6}\right)}{\gamma_{EV-MIN} V_1 + \gamma_{EV-MIN} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \sin\beta}$$

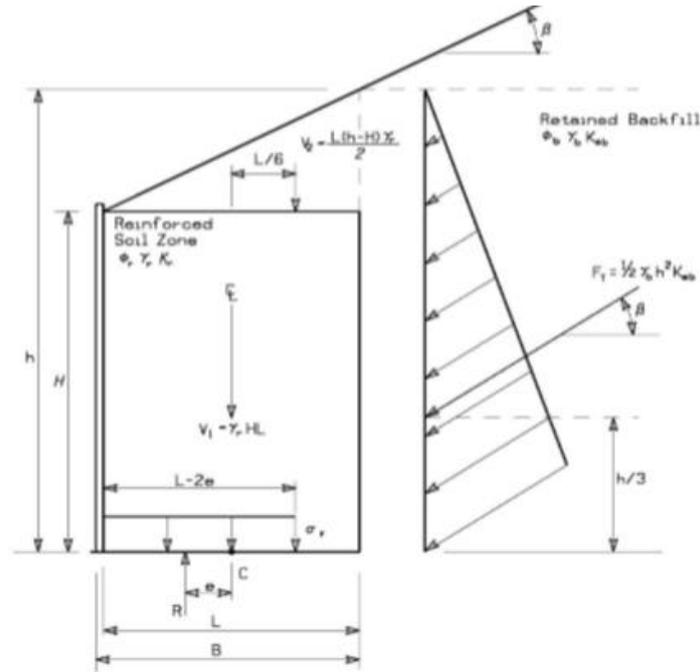


Figura 2.4.7 Distribución de cargas con pendiente en coronación (FHWA 2009)

donde

- F es el empuje debido al terreno y/o sobrecarga.
- H es la altura del muro de suelo reforzado
- γ son los factores de carga
- V es la carga vertical
- L es la longitud de refuerzo
- β es el ángulo de la pendiente en coronación

La localización de la resultante vertical de la reacción de fuerzas no debe estar situada más allá de la excentricidad máxima e_{max} :

$$e < e_{max}$$

Tal que:

- Para cimentaciones sobre suelo: la localización de la resultante de la reacción de fuerzas debe de estar en un tercio del ancho de la base ($e_{max} = L/4$).

Estabilidad interna (A11.10.6 Safety against Structural Failure)

Para determinar la estabilidad interna de la estructura, primero, se debe seleccionar el tipo de material, poliméricos o metálicos (extensibles o inextensibles), de los refuerzos que se van a utilizar. La selección de un material u otro irá en función de la vida útil. La vida útil de estos materiales está basada en la corrosión del metal y la degradación del polímero.

Las cargas en el refuerzo se deben estudiar en dos localizaciones críticas.

- En la zona de máxima tensión (se asume que se localiza entre la zona activa y la zona resistente ver figura 2.4.1).
- En la conexión entre el refuerzo y paramento

Para el cálculo de la fuerza horizontal dentro de la zona de masa de suelo reforzado el ángulo de fricción máxima se supondrá 34° , a no ser que se hayan obtenido estos parámetros mediante el ensayo triaxial o métodos de corte directo.

El Método Simplificado no será válido en caso de utilizar un ángulo de fricción de diseño mayor a 40° .

Máxima sollicitación a tracción (Maximum reinforcement loads A11.10.6.2.1)

Para obtener la máxima sollicitación a tracción de los refuerzos, la norma indica que pueden utilizarse el Método Simplificado (Simplified Method) o el Método de Gravedad Coherente (Coheren Gravity Method).

El valor de T_{max} se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$T_{max} = \sigma_H S_v$$

donde

- S_v es el espaciamiento entre los refuerzos (ft)
- σ_H es la tensión horizontal factorizada en el refuerzo (ksf)

Talque:

En caso de muro de suelo reforzado sin pendiente en coronación y sin sobrecarga, σ_H :

$$\sigma_H = K_r [(\gamma_r Z) \gamma_{EV-MAX}]$$

En caso de muro de suelo reforzado con pendiente en coronación y sin sobrecarga, σ_H :

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + S_{eq}) \gamma_{EV-MAX}]$$

La pendiente en coronación es equivalente a una carga uniforme de altura S_{eq} . Podemos obtener el valor de S_{eq} tal como se muestra en la figura 2.4.8.

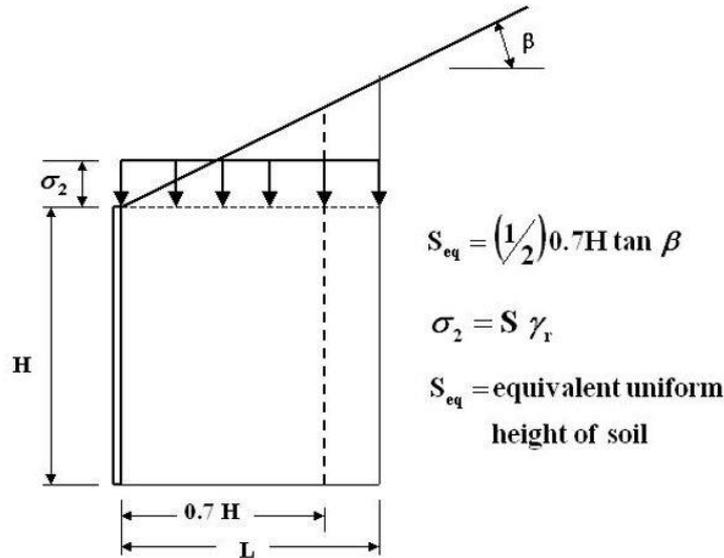


Figura 2.4.8 tensión vertical en condiciones de estabilidad interna (FHWA 2009)

En caso de muro de suelo reforzado sin pendiente en coronación y con sobrecarga, σ_H :

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + h_{eq}) \gamma_{EV-MAX}]$$

Se asume que la sobrecarga es equivalente a la que ejerce la carga viva (peso propio del terreno) a una altura equivalente, (h_{eq} es igual a 0.6m aproximadamente).

En caso de muro de suelo reforzado con pendiente en coronación y con sobrecarga, σ_H :

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + S_{eq} + h_{eq}) \gamma_{EV-MAX}]$$

Donde

- γ_r es el valor del peso del terreno en la zona de suelo reforzado
- γ_{EV-MAX} es el factor de carga máxima (1.35 para cargas EV)
- K_r se obtiene mediante la siguiente Figura 2.4.9, además, donde K_a , el coeficiente de empuje activo, se obtiene mediante la fórmula Rankine.

Como podemos observar en la figura 2.4.9 la relación K_r/K_a depende del tipo de refuerzo y a la profundidad en la que se encuentra el refuerzo.

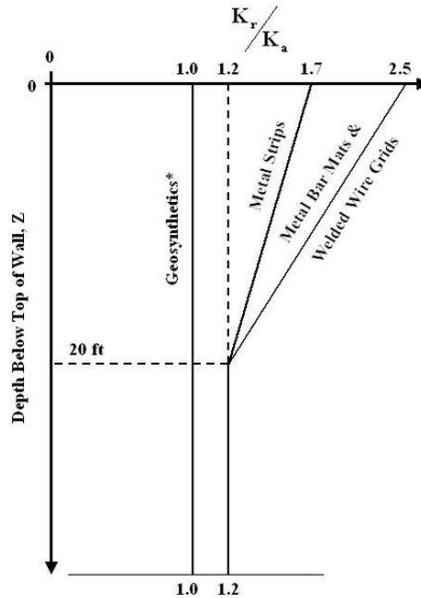


Figura 2.4.9 Variación de la relación K_r/K_a en función de la profundidad mecánica (FHWA 2009)

Resistencia a la extracción del refuerzo (Reinforcement Pull-out A11.10.6.3)

La localización de la superficie de tensión máxima de sollicitación a tracción se encuentra entre la zona activa y la zona resistente.

Seguidamente se ilustra la superficie de tensión máxima. Separada en función del sistema del tipo reforzado que se ha empleado. En el caso de haber utilizado elementos inextensibles, la curva sigue la forma de la figura 2.4.10 (a) en cambio, si se han utilizado elementos de refuerzo extensible, la curva sigue la forma de la figura 2.4.10 (b).

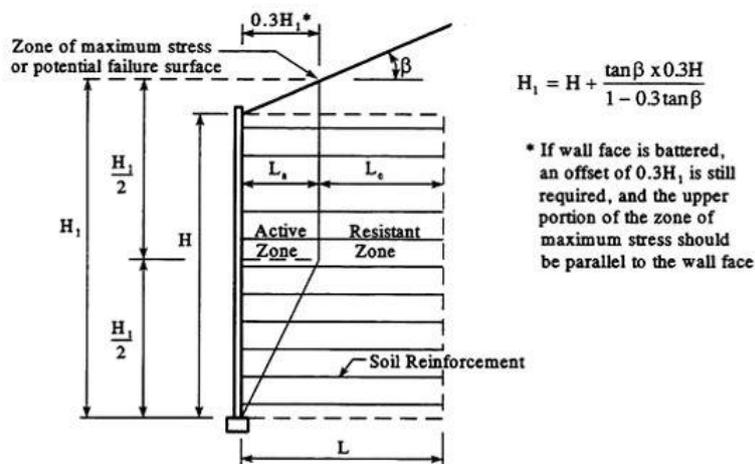


Figura 2.4.10 (a) Superficie de tensión máxima para refuerzos inextensibles (AASHTO 2014)

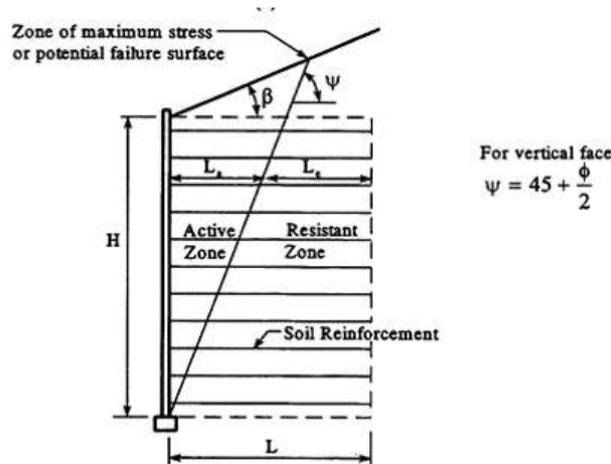


Figura 2.4.10 (b) Superficie de tensión máxima para refuerzos extensibles (AASHTO 2014)

Dimensionamiento del refuerzo ante la resistencia a extracción (Reinforcement Pull-out Design A11.10.6.3.2)

Las cargas debidas al tráfico y otros tipos de sobrecargas se excluyen para calcular la tensión máxima T_{max} , frente a la comprobación de pull-out.

La resistencia a la extracción del refuerzo se debe lo siguiente. La longitud del refuerzo en la zona resistente debe ser mayor o igual a la tensión máxima a tracción factorizada. Además, se debe evaluar el fallo por resistencia a la extracción del refuerzo a cada nivel.

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{\varphi F^* \alpha \sigma_v C R_c} > 1 m$$

donde

- L_e es longitud del refuerzo en la zona resistente
- T_{max} es la tensión máxima del refuerzo
- φ es el factor de resistencia aplicado al suelo reforzado
- F^* Factor de resistencia al pull-out, ver figur 2.4.9
- α factor corrección de escala
- σ_v es la tensión vertical en cada nivel, sin tener en cuenta las sobrecargas
- C es un coeficiente de valor 2
- R_c relación de cobertura b/S_h , siendo b el ancho del refuerzo y S_h la separación horizontal entre refuerzos

En caso de que no se cumpla la condición de pull-out para todos los niveles, entonces, se proceder a realizar las siguientes configuraciones:

- Aumentar la longitud del refuerzo
- Disminuir el espacio vertical entre esfuerzos de tal modo que se reduce el valor de T_{max}

Siendo así, longitud total del refuerzo, L , la requerida por la estabilidad interna debida la resistencia a extracción (pull-out). Será la suma de la longitud del refuerzo resistente, L_e y la longitud de la zona activa, L_a :

$$L = L_e + L_a$$

Observando la figura 2.4.10 L_a para los siguientes casos:

- Para estructuras con refuerzos extensibles y orientados horizontalmente

$$L_a = (H - Z) \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Para estructuras con refuerzos inextensibles y orientados horizontalmente, desde la base hasta $H/2$

$$L_a = 0.6(H - Z)$$

- Respecto al caso anterior, desde $H/2$ hasta la coronación.

$$L_a = 0.3H$$

Siendo Z la profundidad donde se encuentra el refuerzo y H la altura del muro.

Para facilitar la fase de construcción, se elige normalmente una longitud uniforme final, por lo que se elige la longitud máxima requerida.

Resistencia a tracción del refuerzo (Reinforcement strength A11.10.6.4)

Las propiedades de diseño estructural de los materiales de refuerzo son función de las características geométricas, resistencia y rigidez, durabilidad y tipo de material. Los dos materiales de refuerzo más utilizados son el acero y geosintéticos.

La resistencia a la tracción debe de cumplir la siguiente ecuación.

$$T_{max} \leq \varphi T_{al} R_c$$

Donde

- T_{max} , máxima sollicitación a tracción
- φ , factor de resistencia
- T_{al} , sollicitación a tracción nominal a largo plazo

T_{al} , se determinará en función del tipo de refuerzo.

Para los refuerzos metálicos se establece la vida útil del refuerzo. Se logra reduciendo la sección transversal de refuerzo por motivos de pérdida de la sección por corrosión. La vida útil se calcula de la siguiente manera:

$$E_c = E_n - E_r$$

Donde

- E_c es el espesor del refuerzo al final de la vida de diseño
- E_n es el espesor nominal en la fase de construcción
- E_r es la pérdida de espesor del metal que se estima debido a la corrosión durante la vida útil de la estructura.

Se consideran la pérdida de los siguientes materiales:

- Pérdida de galvanizado = 0.015 mm/año para los primeros 2 años
= 0.004 mm/año para los años siguientes
- Pérdida del acero = 0.012 mm/año

Por lo tanto, la resistencia a la tracción nominal para el refuerzo metálico se obtiene con la siguiente ecuación:

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b}$$

Donde

- F_y es el módulo de elasticidad
- A_c es el área calculada tras la pérdida por corrosión
- b unidad de ancho del refuerzo

En cambio, para refuerzos geosintéticos la resistencia a tracción nominal T_{al} se obtiene considerando la pérdida de la resistencia dependiendo de todas las posibles consideraciones. Factores de daño por arrastre, daño por instalación, durabilidad.

Por lo tanto, la resistencia a la tracción nominal para el refuerzo polimérico se obtiene con la siguiente ecuación:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} RF_{CR} RF_D}$$

Donde

- T_{ult} resistencia a tracción última
- RF es el factor de reducción, resultado del producto de los factores reductores
- RF_{ID} es el factor reductor debido al daño por instalación
- RF_{CR} es el factor reductor debido al daño por arrastre
- RF_D es el factor reductor debido a la durabilidad

2.4.2. Norma británica BS 2006-1 (2016)

La norma británica ofrece unas recomendaciones y una serie de instrucciones que se deben de seguir para la aplicación de suelo reforzado.

Con respecto a los muros de contención de suelo reforzado, BS 8006-1 nos dirige a la Sección 6: Walls and abutments. Dentro de la norma se establece que la sección 6 debe

usarse para cualquier muro y estribo reforzado con anclajes, barras, tiras de acero, geosintéticos, etc. Además, también se indica que para estructuras que están dentro de 20° de la vertical pueden ser diseñados como estructuras verticales.

En la siguiente figura 2.4.11 podemos observar un esquema que nos proporciona el proceso detallado según BS 8006-1 para diseñar un muro de suelo reforzado.

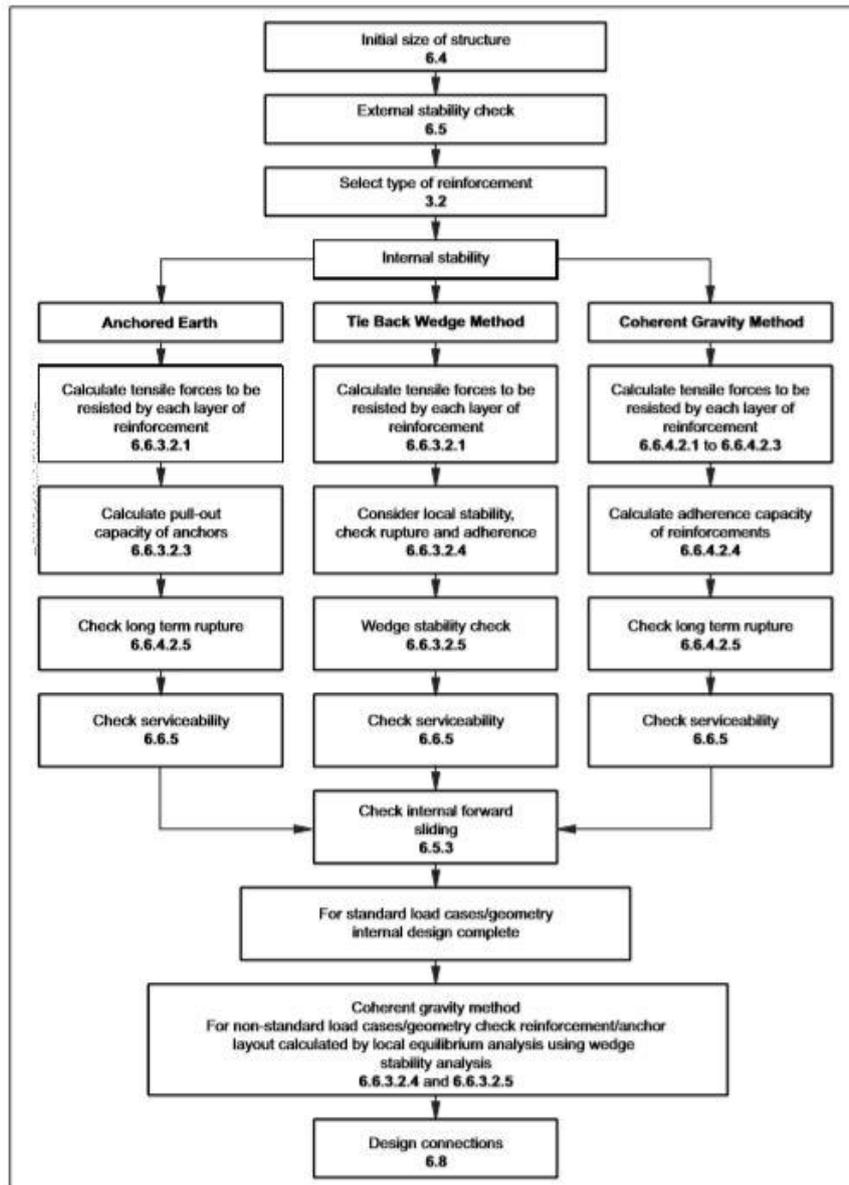


Figura 2.4.11 Procedimiento para diseñar el diseño según los estándares de BS 8006-1 (BSI 2010)

Primeramente, se establecen las dimensiones de la estructura. En la sección 6.4 de la normativa BS-8006 se establecen las siguientes consideraciones: Las consideraciones en la verificación de la estabilidad externa e interna pueden modificar las dimensiones iniciales, además, se establecen unas especificaciones mínimas las cuales no pueden ser menor a las indicadas en la Tabla 14 “dimensiones of walls and abutments” de la normativa BS 8006.

Para muros con sección transversal rectangular. Por ello, se establece que la longitud mínima de refuerzo debe ser $0,7H$ y no debe de ser menor a $3m$, siendo H la altura mecánica.

En la siguiente figura 2.4.12 se presenta la geometría de un muro de suelo reforzado de sección transversal rectangular.

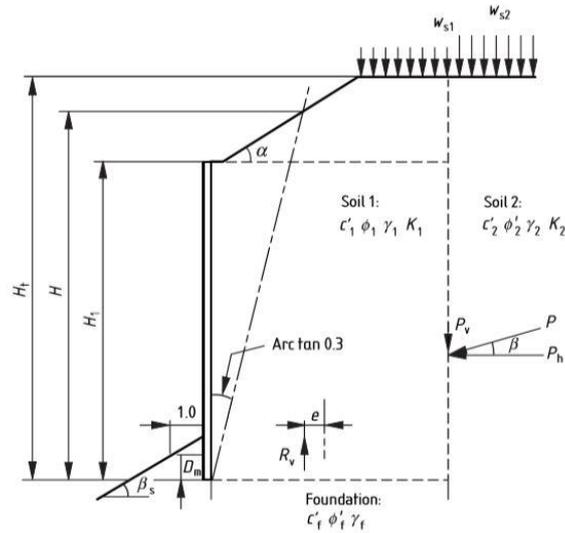


Figura 2.4.12 Sección transversal rectangular (BSI 2010)

Factores parciales

La filosofía que sigue la normativa británica para el diseño del muro en el estado limite se basa en la reducción de las propiedades del suelo y las cargas vivas a partir de los factores parciales que se muestran en la tabla 2.4.5.

Tabla 2.4.5 Factores parciales

Factores Parciales		ELU	ELS
Factores a los materiales del suelo	$\tan\phi'_p$	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
	c'	$f_{ms} = 1.6$	$f_{ms} = 1.0$
	c_u	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
Factores debido a la interacción suelo/refuerzo	Deslizamiento	$f_s = 1.3$	$f_s = 1.0$
	Pull-out	$f_p = 1.3$	$f_p = 1.0$
Factores parciales de seguridad	q_{ult}	$f_{ms} = 1.35$	NE
	Deslizamiento	$f_s = 1.2$	NE

Combinaciones de cargas

En la tabla 2.4.6 se muestran y se representan en la figura 2.4.13 las tres combinaciones de cargas que la normativa británica establece.

Tabla 2.4.6 Factor parcial para las combinaciones de carga

Efecto	Combinaciones		
	A	B	C
Masa de suelo reforzada	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Masa de suelo retenido	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Presión activa del terreno retenido	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$
Encima de la masa de suelo reforzado	$f_q = 1.5$	$f_q = 0$	$f_q = 0$
Detrás de la masa de suelo reforzado	$f_q = 1.5$	$f_q = 1.5$	$f_q = 0$

Combinación A: esta combinación considera el máximo de los valores de todas las cargas. El cual es considerado para obtener la capacidad de soporte.

Combinación B: esta combinación considera mayorar aquellas cargas que favorecen al vuelco, además, no se consideran las sobrecargas sobre el muro. Normalmente se utiliza para satisfacer la estabilidad al deslizamiento y para satisfacer la resistencia pull-out en la estabilidad interna.

Combinación C: esta combinación considera las cargas muertas sin los factores parciales de carga. Está pensada para obtener los asentamientos que se producen.

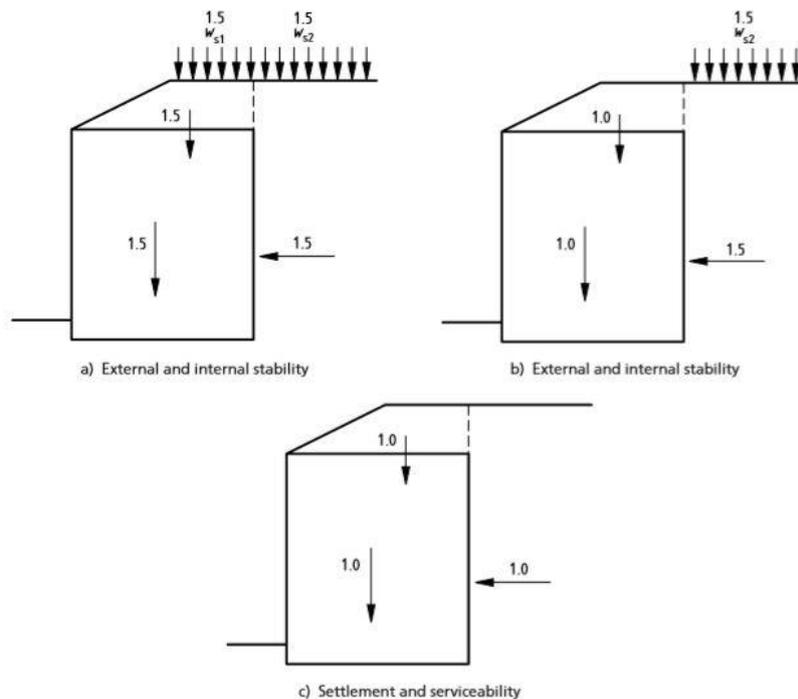


Figura 2.4.13 Aplicación de factores parciales de carga (BSI 2010)

Estabilidad externa

La norma establece para el análisis estabilidad externa se deben considerar las cargas muertas otras cargas y las fuerzas actuantes. Además, la estabilidad externa del macizo muro reforzado con refuerzos se evalúa en tres situaciones de colapso en los estados límite último y dos en los estados límite de servicio.

En el caso de estados límite último se debe de verificar la estabilidad externa por: verificación al vuelco, verificación al deslizamiento, verificación contra rotura global.

En el caso de estados límite de servicio se debe de verificar la estabilidad externa por: verificación por asentamiento y por deformación.

Verificación al vuelco o según el punto “6.5.2 Bearing and tilt failure” de la normativa BS 8006-1 la presión que se ejerce sobre la base de apoyo de la estructura del suelo reforzado, es decir, la presión de apoyo es q_r (Ver figura 2.4.14) y se asume una distribución Meyerhof.

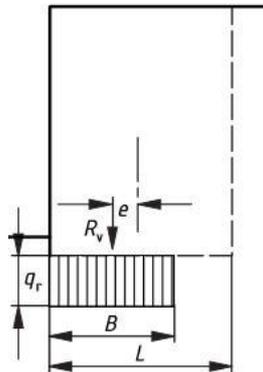


Figura 2.4.14 Distribución de tensiones a lo largo de la base del muro (BSI 2010)

La presión de apoyo está definida mediante la siguiente expresión:

$$q_r = \frac{R_v}{L - 2e}$$

donde

- q_r es la presión de apoyo, factorizada, actuando en la base de la estructura
- R_v es la fuerza vertical factorizada resultante
- L es la longitud del refuerzo en la base de la estructura
- e es la excentricidad de la fuerza resultante R_v sobre la mitad de L

Dicha presión de apoyo se debe de comparar con la capacidad de soporte y verificar que:

$$q_r \leq \frac{q_{ult}}{f_{ms}} + \gamma D_m$$

Dónde:

- q_{ult} es la presión de apoyo última
- γ es la densidad del suelo
- D_m es la profundidad de empotramiento del muro
- f_{ms} es el factor parcial del material aplicada a q_{ult} (tal como se establece en la Tabla 11 de la norma)

La estabilidad frente al deslizamiento hacia delante de la estructura, la normativa considera que la resistencia al movimiento debe basarse en las propiedades del subsuelo y el relleno, se debe considerar también el deslizamiento entre las diferentes capas del relleno. Por lo tanto, se deben de satisfacer para cada situación las siguientes condiciones:

Para la estabilidad a largo plazo donde hay contacto entre suelo-suelo en la base de la estructura:

$$f_s R_h \leq R_v \frac{\tan \varphi'_p}{f_{ms}} + \frac{c'}{f_{ms}} L$$

Para la estabilidad a largo plazo donde hay contacto entre refuerzo-suelo en la base de la estructura:

$$f_s R_h \leq R_v \frac{a' \tan \varphi'_p}{f_{ms}} + \frac{a'_{bc} c'}{f_{ms}} L$$

Para la estabilidad a corto plazo donde hay contacto entre suelo-suelo en la base de la estructura:

$$f_s R_h \leq \frac{c_u}{f_{ms}} L$$

Para la estabilidad a corto plazo donde hay contacto entre refuerzo-suelo en la base de la estructura:

$$f_s R_h \leq \frac{a'_{bc} c_u}{f_{ms}} L$$

Donde

- R_h es la fuerza horizontal factorizada
- R_v es la fuerza vertical resultante
- φ'_p es el ángulo máximo a la resistencia al corte en condiciones de tensiones efectivas
- c' es la cohesión
- c_u es la resistencia al corte sin drenaje
- L es la anchura eficaz de la base que se desliza
- f_{ms} factores parciales del material aplicadas a $\tan \varphi'_p$, c' y c_u (ver tabla 11 de la normativa)
- f_s factor parcial frente al deslizamiento
- a' coeficientes de interacción relacionado suelo-refuerzo
- a'_{bc} coeficientes de adhesión relacionado con la cohesión del suelo al suelo-refuerzo

Si la capa del refuerzo coincide con la base del muro el f_s se usará como suelo-refuerzo. En cambio, si la capa de refuerzo no coincide con la base del muro el valor de la f_s será usado como el suelo-suelo.

Referente a la estabilidad el vuelco la normativa no hace ninguna mención.

En cambio, hay un párrafo que indica lo siguiente: la verificación de rotura global la normativa considera que se deben considerarse todas las superficies de deslizamiento potencial, tanto las que pasan a través de la estructura como los que pasan totalmente externa a la estructura.

El método adecuado para este análisis y los factores parciales que se deben utilizar deben seguir la normativa a BS EN 1997-1:2004.

Estabilidad interna

La estabilidad dentro de una estructura reforzada se consigue mediante los elementos de refuerzo que absorben los esfuerzos. Además, las fuerzas pueden ser transmitidas a través del relleno atrapado entre los elementos de refuerzo.

Cabe señalar que la estabilidad interna se ocupa de la integridad del volumen reforzado, por lo tanto, la estructura tiene el potencial de fallar por la ruptura o pérdida de unión de los elementos de refuerzo.

La normativa considera los siguientes mecanismos de colapso:

- Estabilidad de cada elemento.
- Resistencia al desplazamiento de las porciones superiores de la estructura.
- Estabilidad de la cuña de relleno en el relleno reforzado.

Con el objetivo de seguir con procedimiento de diseño visto en la figura 2.4.11 seguidamente explicaremos los pasos a seguir para diseñar el muro diferenciando dos casos.

Diferenciamos dos casos:

1. en el que se ha empleado un refuerzo extensible
2. en el que se ha empleado un refuerzo inextensible.

La normativa aplica los métodos de cálculo tradicionales en función del refuerzo. Estos conceptos se van a desarrollar con más detalle en el apartado 2.5.

Si hemos elegido un refuerzo extensible para comprobar la estabilidad interna seguiremos el método de “**Tie Back Wedge Method**”.

El primer paso es determinar la estabilidad local de la capa de los elementos de refuerzo tal como se detalla en el punto 6.6.3.2.1 de la normativa.

La normativa indica, en el punto 6.6.3.1 que el coeficiente de empuje se debe considerar como condiciones activas K_a para ambos casos, es decir, tanto para estado límite último y estado límite de servicio.

La tracción máxima en estado último que debe ser resistido para cada j-ésimo capa de elementos a una profundidad h_j , por debajo de la parte superior de la estructura, puede ser obtenida a partir de la suma de fuerzas apropiadas de la siguiente manera.

Para el relleno por fricción se sigue la siguiente expresión:

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj}$$

En cambio, para el relleno por fricción cohesivo se sigue la siguiente expresión:

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} - T_{cj}$$

A continuación, se describen como obtener los parámetros T_{pj} , T_{sj} , T_{fj} , T_{cj} .

Carga vertical debido a peso propio del relleno y el momento de flexión debido a una carga externa que actúa en la pared como se muestra en la siguiente Figura 2.4.15.

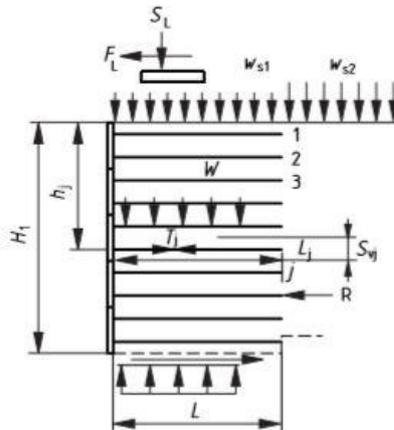


Figura 2.4.15 Efectos considerados para la estabilidad interna (BSI 2010)

$$T_{pj} = K_a \sigma_{vj} S_{vj}$$

donde

- T_{pj} es la fuerza a tracción por metro
- K_a es el coeficiente de empuje dentro del volumen del reforzado
- σ_{vj} es la tensión vertical factorizada sobre la j-ésimo nivel de los refuerzos de acuerdo con la distribución Meyerhof
- S_{vj} es el espaciado vertical de refuerzos en el j-ésimo nivel en el paramento
- $\sigma_{vj} = \frac{R_{vj}}{L_j - 2e_j}$

donde

- R_{vj} es la carga vertical factorizada resultante que actúa en la j-ésimo capa de refuerzos
- L_j es la longitud de los refuerzos en el j-ésimo nivel en el paramento
- e_j es la excentricidad de la carga vertical resultante en el j-ésimo nivel en el paramento

En caso de que exista una sobrecarga tal como se muestra en la figura 2.4.15 la expresión de T_{pj} a utilizar es la siguiente:

$$T_{pj} = \frac{K_{a1}(f_{fs}\gamma_1 h_j + f_q w_s) S_{vj}}{\left(1 - \frac{K_{a2}(f_{fs}\gamma_2 h_j + 3 \cdot f_q w_s) \left(\frac{h_j}{L}\right)^2}{3(f_{fs}\gamma_1 h_j + f_q w_s)}\right)}$$

Donde f_{fs} y f_q son factores de carga parciales utilizadas para la combinación de carga apropiada que aparecen en la tabla 12 y tabla 13 de la normativa. K_{a1} y K_{a2} son los coeficientes de empuje activo en la zona de refuerzo, por último, $w_s = w_{s1} = w_{s2}$

La estabilidad local

La resistencia en el refuerzo j-ésimo elemento debe ser analizada ante el fallo por ruptura y la adherencia.

a) Ruptura. La resistencia a tracción en el j-ésimo capa del elemento de refuerzo necesarios para satisfacer las consideraciones de estabilidad local debe cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_j$$

donde

- T_j es el máximo valor obtenido en cada capa
- T_D es la resistencia de diseño de la armadura de acuerdo al punto 5.3.3 de la normativa de la normativa bs 8006
- f_n es el factor parcial económico para ramificaciones de fallo, tabla 9 de la normativa de la normativa bs 8006 (1,1 para nuestro caso)

b) Adherencia. El perímetro P_j , de la j-ésimo capa de elementos de refuerzo necesarios para satisfacer las consideraciones de estabilidad local deben cumplir la siguiente expresión.

$$P_j \geq \frac{T_j}{\frac{\mu L_{ej}(f_{fs}\gamma_1 h_j + f_f w_s)}{f_p f_n} + \frac{a'_{bc} c' L_{ej}}{f_{ms} f_p f_n}}$$

donde

- P_j es la anchura horizontal total de las caras superiores e inferiores del elemento de refuerzo en la j-ésima capa por metro
- T_j es el máximo valor obtenido tras el análisis en el punto 6.6.3.2.1
- f_{fs} es el factor parcial de carga al peso propio del suelo tomando la misma combinación de carga que par T_j
- f_f es el factor de carga parcial aplicado a las cargas muertas
- μ es el coeficiente de fricción entre el relleno y los elementos de refuerzo
- L_{ej} es la longitud de refuerzo en la zona resistente fuera de la cuña de rotura, en la j-ésima capa de refuerzos
- w_s es la sobrecarga
- f_p es el factor parcial para el refuerzo de la resistencia ruptura (pull-out)
- f_n es el factor parcial económico para ramificaciones de fallo
- a'_{bc} es el coeficiente de adhesión entre el suelo y el refuerzo
- c' es la cohesión del suelo medida bajo condiciones efectivas
- f_{ms} es el factor parcial del material aplicado a c'

Siguiendo el esquema indicado en el apartado anterior para el de diseño del muro el siguiente objetivo es realizar la comprobación de la estabilidad de la cuña, el punto 6.6.3.2.5 Wedge stability check de la normativa BS-8006.

La resistencia proporcionada para una capa individual de elementos de refuerzo se debe de tomar para ser el menor de cualquiera:

- a) La resistencia de fricción de la parte de la capa embebida en el relleno más allá de la superficie de potencial de fallo
- b) La resistencia a la tracción de la capa de elementos.

Para suelo reforzado la resistencia total de las capas de elementos de anclaje de la cuña se puede verificar si cumple el mínimo valor entre las dos siguientes expresiones:

$$\sum_{j=1}^m \left[\frac{T_{Dj}}{f_n} \right] \geq T \text{ o bien}$$

$$\sum_{j=1}^m \left[\frac{P_j L_{ej}}{f_n f_p} \left(\mu f_{fs} \gamma h_j + \mu f_f w_s + \frac{a'_{bc} c'}{f_{ms}} \right) \right] \geq T$$

donde

- T_{Dj} es la resistencia a la tracción de los refuerzos en cada nivel
- P_j es la anchura horizontal total de las caras superiores e inferior del elemento
- T_j es el máximo valor obtenido tras el análisis en el punto 6.6.3.2.1
- f_{fs} es el factor parcial de carga al peso propio del suelo tomando la misma combinación de carga que par T_j
- f_f es el factor de carga parcial aplicado a las cargas muertas
- μ es el coeficiente de fricción entre el relleno y los elementos de refuerzo
- L_{ej} es la longitud de refuerzo en la zona resistente fuera de la cuña de rotura, en la j-ésima capa de refuerzos
- w_s es la sobrecarga
- f_p es el factor parcial para el refuerzo de la resistencia ruptura (pull-out)
- f_n es el factor parcial económico para ramificaciones de fallo
- a'_{bc} es el coeficiente de adhesión entre el suelo y el refuerzo
- c' es la cohesión del suelo medida bajo condiciones efectivas
- f_{ms} es el factor parcial del material aplicado a c'

En caso elegir un refuerzo inextensible, entonces la estabilidad interna la comprobaremos con el método de “**coherent gravity method**”.

En este caso tanto para el Estado Limite Ultimo como para el Estado Limite de Servicio el coeficiente de empuje en coronación valdrá K_o , en cambio, hasta los 6 metros de profundidad dicho valor se reducirá linealmente, tal como se muestra en la siguiente figura 2.4.16.

$$K = K_o \left(1 - \frac{z}{z_o} \right) + \left(\frac{K_a z}{z_o} \right) \text{ para } z \leq z_o = 6m$$

$$K = K_a \text{ para } z > z_o = 6m$$

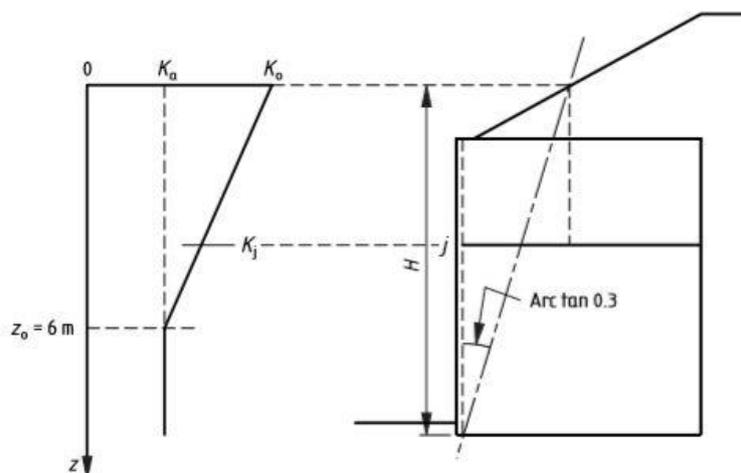


Figura 2.4.16 Variación del coeficiente de empuje respecto la profundidad (BSI 2010)

Para calcular la estabilidad local, es decir, obtener la tracción máxima en cada capa se utilizará la misma expresión ya mencionada anteriormente.

$$T_{pj} = K \sigma_{vj} S_{vj}$$

donde

- T_{pj} es la fuerza a tracción por metro
- K es el coeficiente de empuje determinado anteriormente
- σ_{vj} es la tensión vertical factorizada sobre la j -ésimo nivel de los refuerzos de acuerdo con la distribución Meyerhof
- S_{vj} es el espaciado vertical de refuerzos en el j -ésimo nivel en el paramento
- $\sigma_{vj} = \frac{R_{vj}}{L_j - 2e_j}$

La capacidad de esfuerzo de cada refuerzo deberá satisfacer la ruptura a largo plazo. Por lo tanto, se deberá cumplir la siguiente ecuación.

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_j$$

donde

- T_j es el máximo valor obtenido en cada nivel
- T_D es la resistencia de diseño de la armadura de acuerdo al punto 5.3.3 de la normativa bs 8006
- f_n es el factor parcial económico para ramificaciones de fallo, tabla 9 de la normativa bs 8006 (1,1 para nuestro caso)

Seguidamente se determinará la superficie de máxima tensión. La cual se ha estandarizado como podemos observar en la siguiente figura 2.4.17.

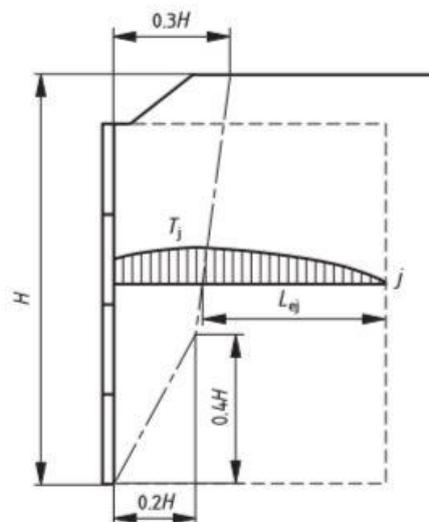


Figura 2.4.17 Definición de la superficie de máxima tensión (BSI 2010)

Una vez obtenido la longitud de anclaje calcularemos la capacidad de ruptura por adherencia de los refuerzos (pull-out). La normativa nos presenta la siguiente expresión para determina la capacidad de adherencia.

$$\frac{2B\mu}{f_p f_n} \int_{L-L_{aj}}^L f_{fs} \sigma_v(x) dx \geq T_j$$

Donde

- f_p es el factor parcial para el refuerzo de la resistencia ruptura (pull-out)
- 2 es por las dos caras del refuerzo
- B es el ancho del refuerzo
- L es la longitud total del refuerzo
- L_{aj} es la longitud de refuerzo de la zona activa
- μ es el coeficiente de fricción
- $\sigma_v(x)$ es la distribución de tensión vertical sobre el refuerzo
- f_n es el factor parcial económico para ramificaciones de fallo
- f_{fs} es el factor parcial de carga

2.4.2. Eurocódigo 7

En siguiente apartado tiene como objeto describir los procedimientos que define el Eurocódigo 7 para el diseño de un muro con suelo reforzado.

En primer lugar, actualmente la cláusula 9 parte 3 del Eurocódigo 7 sigue en desarrollo.

Los factores y ecuaciones siguen discutiéndose es por ello que se ha considerado una versión preliminar a fecha de 2020-05-12 (fecha del documento Eurocódigo 7 parte 3 “prEN 1997-3”).

Los eurocódigos son un conjunto de normas de diseño para estandarizadas para las construcciones civiles.

El Eurocódigo 7 (EN 1997) fue publicado por el Comité Europeo de Normalización (CEN) para establecer unos criterios de diseño que sean uniformes independientemente el lugar donde se aplique.

Hay un conjunto de documentos que se tiene que tener presente a la hora de utilizar los Eurocódigos. Como son los documentos CEN/TC341 o CEN/TC288.

Por ejemplo, si partimos de un proyecto geotécnico necesitaremos usar el EN1997-1 y EN1997-2 (Eurocódigo 7) pero también necesitaremos seguir unos estándares para la investigación de las propiedades del terreno, clasificación del suelo, descripción y evaluación de los ensayos (CEN/TC341), o bien, poder seguir unos criterios de construcción (CEN/TC288).

La normativa se estructura en tres partes:

- Parte 1: Reglas generales
- Parte 2: Diseño asistido con métodos de ensayos

Hay que destacar la parte dos no es una guía de cómo se deben realizar los ensayos, sino más bien, como tratar los parámetros obtenidos tras haber realizado los ensayos.

Los tres primeros capítulos de la parte 1 hace referencia a cualquier tipo de estructura geotécnica, en el cual se tratan aspectos generales, definiciones básicas sobre el diseño geotécnico y datos geotécnicos. En cambio, capítulo 9 “Retaining structures” es el que cual desarrollaremos para el diseño del muro con suelo reforzado.

Estados limite

Los estados límite son los requerimientos más significativos respecto el Eurocódigo 7.

En caso de saber los posibles modos de fallo de la estructura se podrán aplicar algunos factores parciales de seguridad para cada parámetro que intervenga en el diseño de la estructura. Para ello es necesario conocer los estados limite más relevantes y verificar que no excedan su valor. Clasificamos dos tipos de estados límite:

- Estado límite último

Directamente relacionado con el fallo de la estructura, o bien, de la cimentación. En esta normativa se deben considerar cinco (5) requisitos para el diseño de cualquier estructura.

GEO: Fallo o deformación excesiva del terreno. Posibilidad de vuelco de la estructura (sobre suelo), fallo por capacidad de soporte, deslizamiento de la estructura o ruptura de los refuerzos de los materiales.

EQU: Pérdida de equilibrio de la estructura. Posibilidad de vuelco de la estructura (sobre roca).

STR: Fallo o deformación excesiva de la estructura. Posibilidad de fallo de los elementos de la estructura, por ejemplo: paneles de hormigón. Fallo en la conexión en el paramento.

UPL: Pérdida de equilibrio por asentamiento del terreno. Proceso debido por la presión intersticial de la cimentación

HYD: Erosión interna debido a la presión del agua.

- Estado límite de servicio

Relacionada con la deformación excesiva de la estructura, asentamientos o vibraciones de la misma. En este escenario simplemente los factores parciales se deberán tomar la unidad.

Ecuación fundamental del estado límite

La ecuación fundamental para el estado límite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

Se entiende que las cargas son las acciones y la resistencia son aquellas que tiene la capacidad de resistir las fuerzas, por ejemplo: la capacidad de soporte, la resistencia al deslizamiento.

En esta ecuación no se verán implicadas ningún factor de seguridad, dado que se comparan los efectos de las acciones de diseño y la resistencia de diseño. Eso quiere decir que serán valores factorizados. Por ello existe una serie de factores parciales.

$$E_d = E \left\{ F \gamma_f; \frac{X_k}{\gamma_M}; \alpha_d \right\} \leq R_d = R \left\{ F \gamma_f; \frac{X_k}{\gamma_M}; \alpha_d \right\}$$

Donde

- F son las cargas
- R son las cargas resistentes
- X son las propiedades del material
- k valor característico

- a son las dimensiones geométricas

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Donde

- X_d es el valor de diseño del parámetro del material
- X_k es el valor característico del parámetro del material
- γ_M es el factor parcial aplicado al material

Las cargas se clasificarán en función de la duración de su actuación. Además, las acciones podrán ser favorables o desfavorables.

- Acciones persistentes (cargas permanentes, G)
- Acciones transitorias (variables, Q)
- Acciones accidentales A

La normativa establece los “Design Approches” como las diferentes combinaciones en los cuales interviene los factores parciales aplicados a las acciones, a los materiales y a la resistencia.

Además, la elección de estos “Design Approches” es a nivel nacional. Para nuestra investigación.

Por lo tanto, nos basaremos en los requisitos escogidos por Inglaterra. Los cuales han de satisfacer:

1. La combinación de diseño 1 DA1/1: A1 + M1 + R1
2. La combinación de diseño 2 DA1/2: A2 +M2 + R1

Los factores parciales que se aplican a las combinaciones anteriores se recogen en la tabla 2.4.7, tabla 2.4.8 y tabla 2.4.9.

Tabla 2.4.7 Factor parcial de carga según *Eurocódigo 7*

Acción (carga)		A1	A2
Permanente	Desfavorable	1,35	1
	Favorable	1	1
Variable	Desfavorable	1,5	1,3
	Favorable	0	0

Tabla 2.4.8 Factores parciales según *Eurocódigo 7*

Parámetro de suelo	M1	M2
ángulo de rozamiento interno	1	1,25
cohesión efectiva	1	1,25
resistencia corte sin drenaje	1	1,4

Tabla 2.4.9 Factores parciales según *Eurocódigo 7*

Resistencia	R1	R2
Capacidad de soporte	1	1
Deslizamiento	1	1

Estabilidad Externa

El diseño del muro deberá de satisfacer los estados límite último GEO y STR. Por lo tanto, la estabilidad externa consiste en verificar la estabilidad ante:

- Fallo por falta de capacidad de soporte

$$V_d \leq R_d$$

Donde

- V_d es la acción vertical de diseño, incluye el peso propio o sobrecarga si lo hubiera
- R_d es la capacidad de soporte se obtiene de la formulación de Brinch-Hansen

- Fallo por deslizamiento de la estructura

$$H_d \leq R_d$$

Donde

- H_d es la acción horizontal de diseño, debido al empuje horizontal del terreno y/o sobre carga si lo hubiera
- R_d es la capacidad de resistencia al deslizamiento, siendo $R_d = V_d \tan \delta_d$

- Fallo por vuelco

$$\sum M_{dst,d} \leq \sum M_{est,d}$$

Donde

- $M_{dst,d}$ son los momentos de diseño desestabilizadores
- $M_{est,d}$ son los momentos de diseño estabilizadores

Estabilidad interna

La estabilidad interna deberá satisfacer los dos métodos tradicionales, ya utilizados en otras normativas anteriores:

1. Coherent Gravity Method, para refuerzos inextensibles
2. Tie Wedge Back Method, para refuerzos extensibles

Aplicando la ecuación fundamental del estado límite, deberemos verificar que para los refuerzos metálicos se cumpla la siguiente ecuación (cláusula 9.6.6.3 del Eurocódigo 7):

$$T_j \leq R_{td,el}$$

Donde

- T_j es la tensión máxima a tracción
- $R_{td,el}$ es la resistencia a tracción representativa de diseño

$$R_{t,rep} = \min(R_{td,el}; R_{rep,po}; R_{d,con})$$

En caso de utilizar un refuerzo extensible geosintético deberemos aplicar el factor reductor η_{gs} a la tensión máxima a tracción del refuerzo con el objeto de contemplar la pérdida del esfuerzo a tracción.

Donde

$$\eta_{gs} = \eta_{cr} \eta_{dmg} \eta_w \eta_{ch} \eta_{dyn}$$

Los valores $\eta_{cr}, \eta_{dmg}, \eta_w, \eta_{ch}$ son recíprocos a los valores de $RF_{cr}, RF_{id}, RF_w, RF_{ch}$ especificados en la ISO TR 20432.

Para el cálculo de la tensión a tracción de diseño, $R_{td,el}$, se debe de emplear la siguiente expresión:

$$R_{t,rep,el} = \eta_{gs} T_k$$

$$R_{td,el} = \frac{R_{t,rep,el}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{M,gs}}$$

Donde

- γ_{Rd} es un factor de modelo, considera la incertidumbre adicional debido a la extrapolación de las resistencias medidas en la vida útil del diseño
- $\gamma_{M,gs}$ es el factor parcial 1,1

En caso de utilizar un refuerzo inextensible la tensión a tracción representativa debe ser

$$R_{td,el} = \min\left(\frac{A_{r,y} f_y}{\gamma_{Rd,0} \gamma_{M0}}; \frac{A_{r,u} f_u}{\gamma_{Rd,2} \gamma_{M2}}\right)$$

Donde

- f_y es el módulo de elasticidad del refuerzo metálico
- f_u es el módulo de elasticidad último del refuerzo metálico
- $A_{r,y}$ es la reducción de la sección del refuerzo por los efectos de f_y
- $A_{r,u}$ es la reducción de la sección del refuerzo por los efectos de f_u

- γ_{M0} y γ_{M2} son factores parciales aplicados a los materiales. 1,0 y 1,25 respectivamente
- $\gamma_{Rd,0}$ y $\gamma_{Rd,2}$ son factores que tienen en cuenta la movilización de los refuerzos metálicos, los valores son 1.1 y 1.0 respectivamente

El valor de la sección reducida por efectos de la corrosión se calculará con la siguiente ecuación:

$$A_{r,y} = A_0 - \pi(\varphi_0 - K_y \Delta e) K_y \Delta$$

$$A_{r,u} = A_0 - \pi(\varphi_0 - K_u \Delta e) K_u \Delta e$$

Cabe destacar que ésta solo se aplica para barras, emparrillados de barras, barras corrugadas, emparrillado de alambres.

Donde

- A_0 es la sección inicial del refuerzo
- K es el factor de corrosión heterogenea
- Δe es la pérdida de grosor del material al llegar a la vida útil de la estructura
- φ_0 es el valor del diámetro del refuerzo metálico

La siguiente ecuación nos permite determinar la perdida de grosor del material metálico y en la tabla 2.4.9 se muestran sus valores.

$$\Delta e = \min(AT^n - e_z; 0)$$

Donde

- A es la pérdida del metal incluyendo el zinc durante el primer año
- T es la vida útil de la estructura
- n es un factor de la reducción del recubrimiento
- e_z es el grosor inicial del zinc

Tabla 2.4.9 Parámetros para el cálculo de Δe Eurocódigo 7

	K_u	K_y	$\Delta(\mu\text{m})$		n	
			No saturado	saturado	No saturado	saturado
galvanizado	2	1,5	25	40	0,65	0,6
no galvanizado	2,5	2			0,8	0,75

Fallo por pull-out $R_{rep,po}$ se debe de determinar con la siguiente expresión:

$$R_{rep,po} = P \int_0^{L_{po}} \tau_{po}(x) \cdot dx$$

Fallo por pérdida de fuerza en la conexión se debe de determinar con la siguiente expresión

$$R_{d,con} = \frac{R_{k,con}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_M}$$

2.5. Métodos de cálculo tradicionales y su aplicación según tipo de refuerzo

La estabilidad interna, tal como hemos explicado anteriormente, se refiere a la estimación de la cantidad de números, dimensiones, tensión, espaciado y longitud de los elementos de refuerzo que es necesaria para asegurar la estabilidad del conjunto de la estructura junto con las presiones ejercidas sobre el paramento.

Se han desarrollado numerosos métodos de análisis para verificar la estabilidad interna. La mayoría se dividen en las siguientes categorías.

(a) Aquellos en los que la estabilidad local es considerada para el suelo como un elemento singular de refuerzo, y

(b) Aquellos en los que se considera la estabilidad de bloques o cuñas de suelo

Los procedimientos analíticos más ampliamente utilizados son los sistemas semi-empíricos que pueden considerarse representativos para la capacidad del estado límite de servicio y estado límite último.

2.5.1. Coherent Gravity Method

Principalmente fue desarrollado por Juran y Schlosser (1978), Schlosser (1978) y Schlosser y Segrestin (1979) con el fin de estimar las tensiones del refuerzo de acero de los muros de suelo reforzado.

El método Coherent Gravity se refiere a una estructura de suelo reforzado construida con un factor de seguridad y en un estado de equilibrio seguro. Las tensiones de diseño se relacionan con tensiones de trabajo reales y no con condiciones de colapso. Además, este método se relaciona con el estado límite de servicio.

Los desarrolladores Juran y Schlosser utilizaron los conceptos desarrollados por Meyerhof (1953) para determinar la presión vertical debajo de una carga excéntrica de una zapata de hormigón.

La tensión horizontal debida al refuerzo se determinó aplicando a la tensión vertical un coeficiente calculado a partir del ángulo de fricción del suelo.

La tensión de cada refuerzo se asumió que era igual al esfuerzo lateral del suelo sobre la zona de acción para cada refuerzo. Esto se basó en el supuesto de que el refuerzo soporta completamente la cara vertical del panel.

El método de Coherent Gravity supone las siguientes hipótesis:

- La masa reforzada tiene dos zonas, la zona activa y la zona resistente, figura 2.5.1.

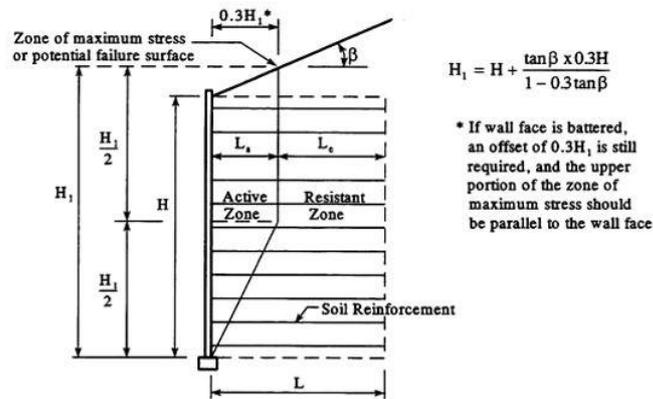


Figura 2.5.1 Superficie de máxima tensión (Allen, Christopher, Elias y DiMaggio 2001)

Para estructuras que usan refuerzos inextensibles la tensión máxima T_{max} por elemento a una profundidad h , es:

$$T_{max} = KR_c \sigma_v S_v$$

Donde

- σ_v es la tensión vertical
- S_v es la separación vertical de los refuerzos
- K es el coeficiente de empuje ζ
- R_c ratio de recubrimiento (ancho/separación horizontal del refuerzo)

Se supuso que este coeficiente K_o en la parte superior del paramento, disminuyendo a K_a a una profundidad de 6 m debajo de la parte superior del paramento, figura 2.5.2.

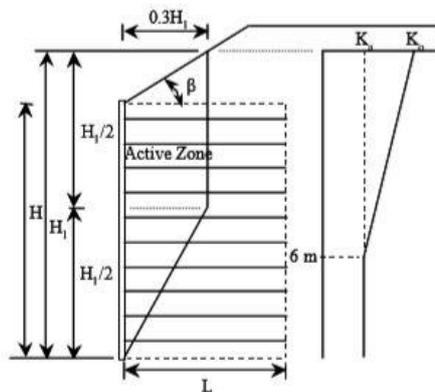


Figura 2.5.2 Variación de la ratio K_o/K_a respecto la profundidad (Allen, Christopher, Elias y DiMaggio 2001)

Donde

$$K_o = 1 - \sin \varphi$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- El estado de tensión es el relleno, entre los refuerzos se determina a partir de mediciones en estructuras reales construidas usando relleno sin cohesión bien graduado.
- Un coeficiente aparente de adherencia (μ) entre el suelo y el refuerzo deriva de una expresión empírica desarrollada a partir de pruebas de extracción.

2.5.2. Tie-Back Wedge Method

Desarrollado originalmente por Bell (1975) y el Servicio Forestal de los Estados Unidos (1977). Este método de Tie-Back Wedge se ha aplicado en muros de suelo reforzado con refuerzos geosintéticos y sistemas de flejes.

Este método fue desarrollado como una adaptación del primer trabajo realizado por Lee (1973), que resumieron las bases para el diseño de muro de suelo reforzado con flejes de acero. Se utilizaron muros de modelo de laboratorio a escala reducida para intentar verificar la validez del modelo desarrollado por Lee (1973) pero se iniciaron algunos intentos a gran escala para verificar las suposiciones de diseño.

El método supone que se produce suficiente deformación para permitir desarrollar un estado tensional. Por ese motivo se ha aplicado principalmente a refuerzos extensibles. Por lo tanto, el coeficiente de empuje, K_a , se utiliza para convertir la tensión vertical en tensión horizontal.

Pero en este caso el coeficiente de empuje se asume igual a la unidad.

$$T_{max} = S_v R_c K_a (\gamma Z + S + q)$$

donde

- S_v es el espaciamiento vertical entre armaduras de refuerzo
- R_c es la razón de cobertura y es igual a b/S_h siendo b el ancho de la armadura de refuerzo
- K_a coeficiente de la tensión lateral
- γ es el peso del terreno
- Z es la profundidad de la capa del refuerzo respecto a la superficie
- S es la sobrecarga por encima del terreno
- q es la sobrecarga debido al tráfico

En este método cada capa de refuerzo está diseñada para resistir la tensión lateral dentro de su área tributaria, de tal modo que la capa de refuerzo simula un amarre.

3. Análisis del diseño estandarizado de muros de suelo reforzado

3.1. Definición del problema

3.1.1. Vida útil de diseño

El diseño de la estructura de un muro de suelo reforzado está basado en la deterioración de los materiales a largo plazo. Para la mayoría de casos la vida útil de diseño como mínimo es de 75 años.

3.1.2. Cargas y condiciones de contorno

Presentaremos en los siguientes apartados diferentes escenarios de estudio. Dependiendo del escenario consideraron uno o dos tipos de cargas. La carga debida al propio peso de la estructura y/o una sobrecarga debida al tráfico motor de 12 kN/m^2 .

No se considerarán efectos sísmicos y, además, el nivel freático estará muy por debajo de la cimentación del muro.

3.2. Metodología de diseño fundamental

3.2.1. Factores de mayoración de cargas y escenarios de combinación de cargas

Para satisfacer la estabilidad externa e interna en los diferentes escenarios se deberá considerar los factores de carga y las siguientes combinaciones de carga.

Para la aplicación de la normativa AASHTO consideraremos las combinaciones de carga para los diferentes estados limite, tabla 3.2.1. Y los factores de carga a aplicar, tabla 3.2.2.

Tabla 3.2.1 Combinaciones de cargar y factores de carga según AASHTO

Estado limite	EH, ES, EV	LL, LS	EQ	CT
Strength I	γ_p	1.75	-	-
Extreme event I	γ_p	γ_{EQ}	1.0	-
Extreme event II	γ_p	0.5	-	1.0
Service I	1.0	1.0	-	-

Tabla 3.2.2 Factores de carga según AASHTO

Tipo de carga	Factor de carga	
	Max	Min
EH	1.5	0.9
EV	1.35	1.0
ES	1.5	1.5

Para la aplicación de la normativa BS8006 consideraremos las siguientes combinaciones de carga representadas en la tabla 3.2.3.

Tabla 3.2.3 Factor parcial de carga según BS8006

Efecto	Combinaciones		
	A	B	C
Masa de suelo reforzada	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Masa de suelo retenido	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$	$f_{fs} = 1.0$
Presión activa del terreno retenido	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.5$	$f_{fs} = 1.0$
Encima de la masa de suelo reforzado	$f_q = 1.5$	$f_q = 0$	$f_q = 0$
Detrás de la masa de suelo reforzado	$f_q = 1.5$	$f_q = 1.5$	$f_q = 0$

Para la aplicación del Eurocódigo 7 clasifica las cargas en permanentes y variables por lo tanto los factores parciales de la tabla 3.2.4 se aplican a las cargas, considerando si son favorables o desfavorables. Las combinaciones a considerar serán las DA1/1 = A1 + M1 + R1 y DA1/2 = A1 + M2 + R1.

Tabla 3.2.4 Factor parcial de carga según Eurocódigo 7

Acción (carga)		A1	A2
Permanente	Desfavorable	1.35	1.0
	Favorable	1.0	1.0
Variable	Desfavorable	1.5	1.3
	Favorable	0	0

3.2.1. Factores de minoración de resistencia

Hay algunas normativas que consideran oportuno minorizar la resistencia de los materiales con el fin de estar en el lado de la seguridad. Es por ello que se establecen unos factores parciales para los parámetros del terreno.

En la siguiente tabla 3.2.5 se muestra los factores parciales que considera la normativa británica.

Tabla 3.2.5 Factores parciales según BS8006

Factores Parciales		ELU	ELS
Factores a los materiales del suelo	$\tan\phi'_p$	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
	c'	$f_{ms} = 1.6$	$f_{ms} = 1.0$
	c_u	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
Factores debido a la interacción suelo/refuerzo	Deslizamiento	$f_s = 1.3$	$f_s = 1.0$
	Pull-out	$f_p = 1.3$	$f_p = 1.0$
Factores parciales de seguridad	q_{ult}	$f_{ms} = 1.35$	NE
	Deslizamiento	$f_s = 1.2$	NE

En la tabla 3.2.6 se muestra los factores parciales que considera el Eurocódigo 7 para las combinaciones DA1/1 y DA1/2.

Tabla 3.2.6 Factores parciales según Eurocódigo 7

Parámetro de suelo	M1	M2
ángulo de rozamiento interno	1.0	1.25
cohesión efectiva	1.0	1.25
resistencia corte sin drenaje	1.0	1.4

3.3. Dimensiones estructurales

3.3.1. Inclinación del paramento

El paramento tiene un papel secundario en la estabilidad de la estructura. En cambio, para agilizar los cálculos se ha decidido que el paramento no presentará ninguna inclinación.

Además, se ha decidido utilizar paneles de hormigón prefabricados con las dimensiones de 1.5m x 1.5m x 0.15m.

3.3.2. Altura del muro

Por razones económicas la altura mínima de un muro es de cuatro (4) metros. En nuestro caso se ha establecido dos alturas para cada escenario. Una altura mínima de seis (6) metros y otra de ocho (8) metros.

3.3.3. Longitud del refuerzo

La mayoría de las normativas establece que la longitud mínima de refuerzo recomendada es de $0.7H$ donde es la altura mecánica del muro. Longitudes superiores al mínimo serán debido a satisfacer el equilibrio ante sobrecargas o donde las condiciones de la cimentación afecten a la estabilidad al deslizamiento.

La separación vertical y lateral de los refuerzos generalmente es de 0.75 metros.

Consideramos dos tipos de refuerzos, los refuerzos extensibles y los refuerzos inextensibles.

3.3.4. Empotramiento de la base

La profundidad de empotramiento está basada en la capacidad de carga, los asentamientos y las consideraciones de estabilidad debido a la inclinación en la superficie del muro.

En cambio, para superficies plana se puede tener en cuenta la profundidad de empotramiento, D , se recomienda como mínimo $H/20$.

3.4. Características del suelo de relleno

Suponemos que la estructura se apoyará en un terreno granular, además, no consideraremos efectos sísmicos y el nivel freático estará por muy debajo de la capa de nivelación.

Las condiciones del terreno se detallan en la tabla 3.4.1:

Tabla 3.4.1 Parámetros del terreno

Localización	φ	γ_k (kN/m ³)
suelo relleno	34°	20
suelo detrás/cimentación	30°	20

Donde

- φ es el ángulo interno del suelo
- γ_k es el valor característico del peso específico del suelo

3.5. Condiciones de carga efectivas

3.5.1. Empuje de tierras lateral

Para estimar el empuje activo, es decir, el empuje de tierras lateral se determinará mediante la aplicación del método Rankine, ilustrado en la figura 3.5.1 dado que desde el punto de vista matemático es más elaborado que el de Coulomb.

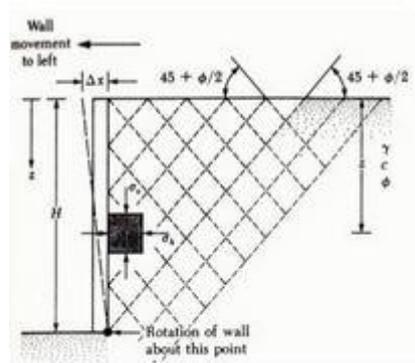


Figura 3.5.1 Método Rankine (Gonzalo Andrés 2008)

En una masa de terreno en estado de Rankine todos sus puntos están plastificados, es decir, en rotura. En estas condiciones, sin sobrecargas y con superficie en coronación horizontal, la tensión horizontal es:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Donde

- γ es el peso específico del terreno
- z es la profundidad

- φ es el ángulo interno del terreno
- c es la cohesión del terreno

3.5.2. Presión vertical en la base de la estructura

El método de cálculo utilizado para obtener la presión de hundimiento en la cimentación es la desarrollada por Brinch Hansen (1961).

Se trata de una recopilación de métodos de cálculos propuestos por distintos autores. En dicho método intervienen parámetros correctores de forma, profundidad e inclinación de carga.

La expresión general de Brinch-Hansen es la siguiente:

$$q_u = qN_q s_q d_q i_q + cN_c s_c d_c i_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

donde

- q_u Es la capacidad de carga última del suelo de cimentación
- N_q, N_c, N_γ son factores de capacidad de carga
- c es la cohesión del terreno
- $s_q, d_q, i_q, s_c, d_c, i_c, s_\gamma, d_\gamma, i_\gamma$ son los factores de forma, profundidad e inclinación de la cimentación
- q es la sobrecarga equivalente al peso del terreno que hay por encima de la base de la cimentación
- B es el ancho de la cimentación
- γ es el peso del terreno

Factores de capacidad de carga, N:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} ; N_c = (N_q - 1) \cot \varphi ; N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

Factores de forma, s:

Estos factores tienen en cuenta que la zapata no sea corrida.

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi ; s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} ; s_\gamma = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

Factores de profundidad, d:

Este factor tiene en cuenta el comportamiento en que la zapata esté empotrada a una cierta profundidad D.

- Para profundidades pequeñas ($D/B < 1$)

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} ; d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi} ; d_\gamma = 1$$

- Para profundidades grandes ($D/B \geq 1$)

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan(D/B) ; d_c \text{ y } d_\gamma \text{ igual que antes}$$

Factores de inclinación, i :

Este factor tiene en cuenta que la carga puede llegar con una cierta inclinación. Por lo que la carga se descompone en vertical V y en otra horizontal H . Se supone que la componente horizontal forma un ángulo ξ con el lado de la zapata.

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} ; m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} ;$$

$$m = m_L \cos^2 \xi + m_B \sin^2 \xi$$

$$i_q = (1 - H/(V + BLc \cot \varphi))^2$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$i_\gamma = (i_q)^{\frac{m+1}{m}}$$

4. Definición de casos particulares de diseño

El objetivo es diseñar un muro de suelo reforzado en 4 escenarios distintos con dos alturas del paramento diferentes.

Clasificamos los escenarios en dos grupos: muro sin pendiente en coronación y muro con pendiente en coronación.

4.1. Muro simple con sobrecargas de uso en coronación

En este grupo, además, clasificamos dos escenarios posibles.

1. Primer escenario: consideramos únicamente la aplicación del peso propio de la estructura, ver figura 4.1.1.
2. Segundo escenario: Consideraremos la aplicación de una sobrecarga (q) más el peso propio, ver figura 4.1.1. Además, también se observa el comportamiento de las solicitaciones de esfuerzo.

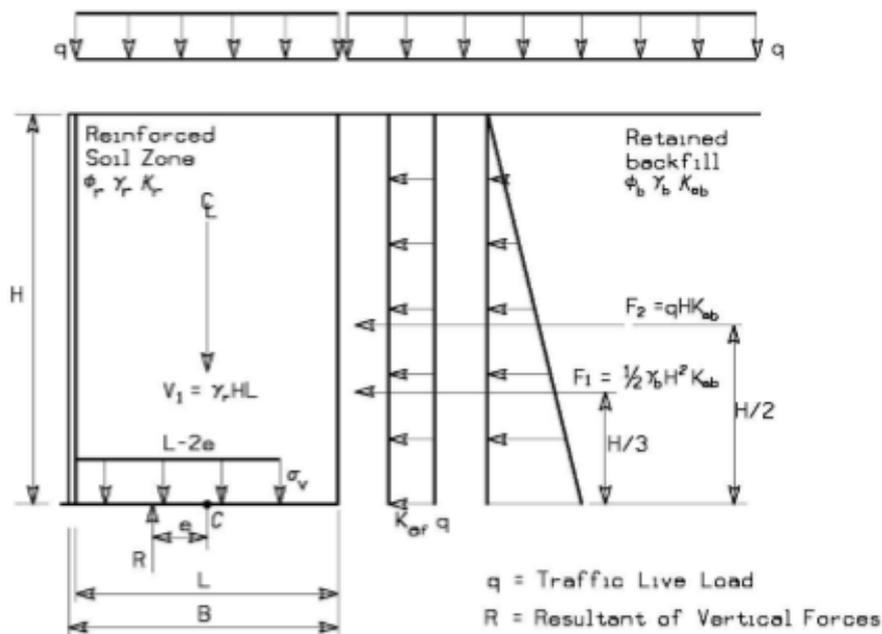


Figura 4.1.1 Muro sin pendiente en coronación y con sobrecarga (FHWA 2009)

4.2. Muro con pendiente en coronación

En este otro grupo, tendremos una pendiente en coronación. Hemos establecido en la tabla 4.2.1 dos pendientes diferentes que representa el escenario A y escenario B.

Tabla 4.2.1 Valor la pendiente en coronación

Escenario	β
A	10
B	20

La figura 4.1.2 representa el esquema de un muro con pendiente en coronación. Además, también se observa el comportamiento de las solicitaciones de esfuerzo.

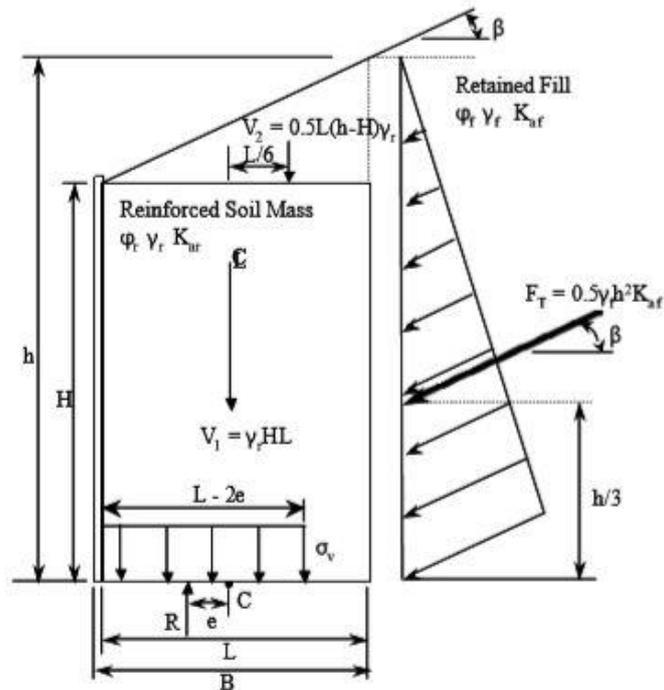


Figura 4.1.2 Muro con pendiente en coronación (FHWA 2009)

5. Resultados

5.1. Comparativo entre las tres normas de diseño y tipos de refuerzo

En el siguiente apartado se van a analizar los resultados obtenidos aplicando las diferentes normativas (AASHTO, BS 8001-6 y EC7) para el diseño de un muro MSE en los diferentes escenarios planteados.

Los cálculos pertinentes sobre la evaluación de la estabilidad externa y estabilidad interna se han llevado a cabo mediante la aplicación Excel. Los resultados se muestran al final de este documento, concretamente en el apartado de los apéndices.

A continuación, se van a mostrar los resultados representados en una gráfica lineal y el factor CDR.

Por una parte, se muestran los resultados referentes a la verificación a la estabilidad externa y la estabilidad interna. Por otra parte, cada representación gráfica representa los escenarios planteados.

Los escenarios planteados son:

- Muro MSE 6 y 8 metros de altura sin pendiente en coronación
- Muro MSE 6 y 8 metros de altura sin pendiente en coronación y con sobrecarga de 12kN/m²
- Muro MSE 6 y 8 metros de altura con pendiente en coronación (10°)
- Muro MSE 6 y 8 metros de altura con pendiente en coronación (30°)

La estabilidad externa se ha evaluado con el fin de satisfacer los estados límite último (ELU). Por lo tanto, se ha verificado el cumplimiento de la estabilidad al deslizamiento, estabilidad al vuelco (verificación de la excentricidad en caso de la norma AASHTO) y la estabilidad a la capacidad de soporte.

La estabilidad interna también se ha evaluado con el fin de satisfacer los estados límite último (ELU). Es por ello que se ha obtenido los valores de la resistencia a tracción del refuerzo y la resistencia al “pull-out” del refuerzo. Sobre el pull-out cabe destacar que al final de este documento en la sección de apéndices se muestra el valor de la longitud de anclaje requerida.

Las diferentes normas indicaban el proceso de diseño para satisfacer el estado límite de servicio (ELS) pero en este caso no se ha considerado para realizar la investigación, es por ello que no se ha decidido realizar los cálculos pertinentes.

5.1.1. Estabilidad externa

En la tabla 5.1.1 se muestran los diferentes factores parciales utilizados en los cálculos para satisfacer el estado límite último.

La mayoría de las normativas se aplican estos factores a las cargas favorable o desfavorable, pero en cambio, la normativa británica contempla diferentes combinaciones de carga, combinación A, B y C. En la tabla 5.1.1 se representan los factores parciales referente a la combinación B.

- La combinación A es la más desfavorable la cual contempla todas las cargas desfavorables.
- La combinación B es la combinación favorable en la que la carga vertical es la carga favorable y donde no se incluyen la sobrecarga debida al tráfico.
- La combinación C contempla que todas las cargas son favorables, y, además, la sobrecarga debida al tráfico no debe ser incluida. Esta combinación es utilizada para el estado límite de servicio.

El Eurocódigo 7 hemos decidido que debe satisfacer las combinaciones “Desing Approach 1”, por lo tanto, las combinaciones DA1/1 y DA1/2.

Tabla 5.1.1 Comparación de factores parciales

Factor parcial de carga desfavorable	AASHTO	BS 8006-1	EC7 (DA1/1)	EC7 (DA1/2)
Carga Vertical	1.35	1.5	1.35	1.0
Carga Horizontal	1.5	1.5	1.35	1.0
Sobrecarga	1.5	1.5	1.5	1.3
Factor parcial de carga favorable	AASHTO	BS 8006-1	EC7 (DA1/1)	EC7 (DA1/2)
Carga Vertical	1.0	1.0	1.0	1.0
Carga Horizontal	1.0	1.0	1.0	1.0
Sobrecarga	0	0	0	0
Factor de resistencia	AASHTO	BS 8006-1	EC7 (DA1/1)	EC7 (DA1/2)
Deslizamiento	1.0	1.3	1.0	1.0
Capacidad de Soporte	1.5	1.2	1.0	1.0

5.1.2. Estabilidad al deslizamiento

En la gráfica lineal representamos los resultados de las sollicitaciones al esfuerzo de deslizamiento P_d , generado por la estructura frente a la resistencia al deslizamiento R_d y la gráfica de barras se presentan los factores de CDR. Capacity to Demand Ratio, CDR, el término capacidad/demanda relaciona la resistencia factorizada a la carga factorizada. Este término es útil para identificar estados límite críticos y de control.

Los resultados que observamos en la figura 5.1 y figura 5.2 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación”. La figura 5.3 representa el factor CDR.

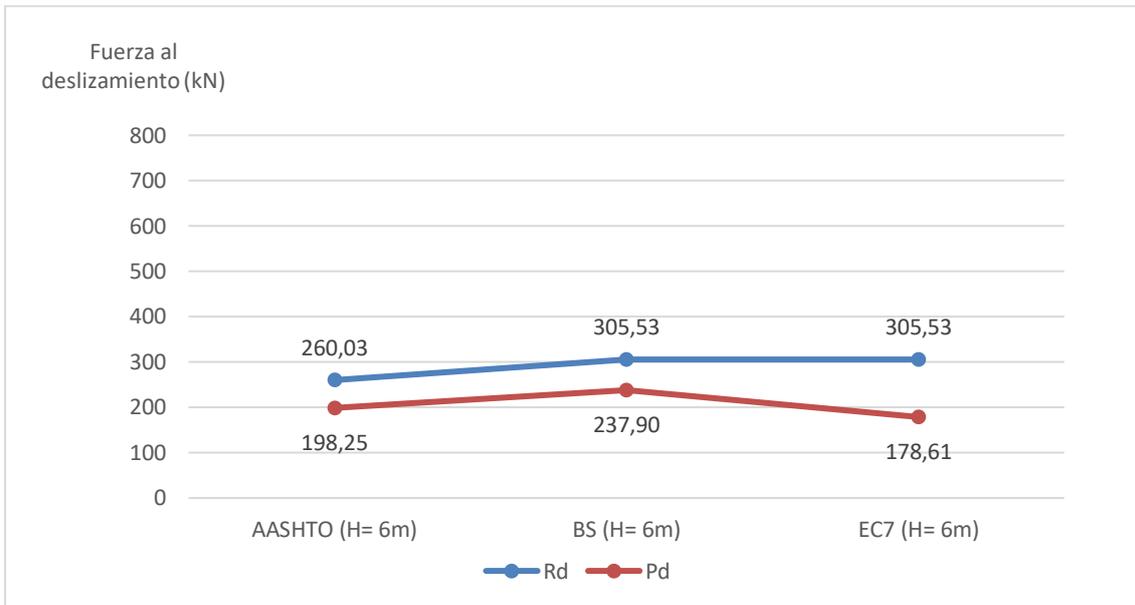


Figura 5.1 Estabilidad al deslizamiento, H = 6m: valores de R_d y P_d

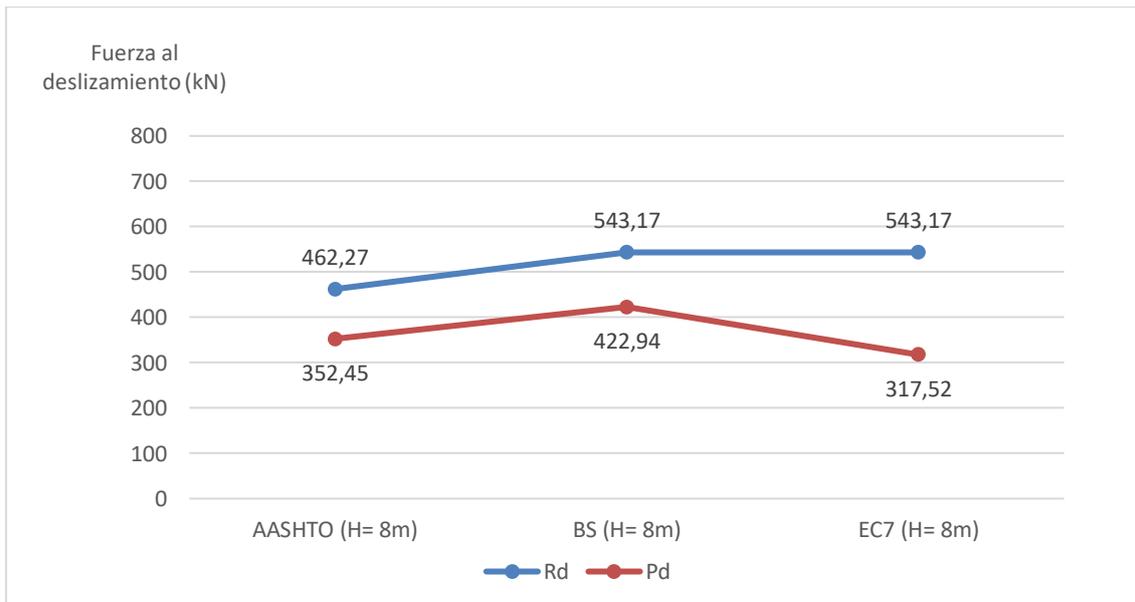


Figura 5.2 Estabilidad al deslizamiento, H = 8m: valores de R_d y P_d

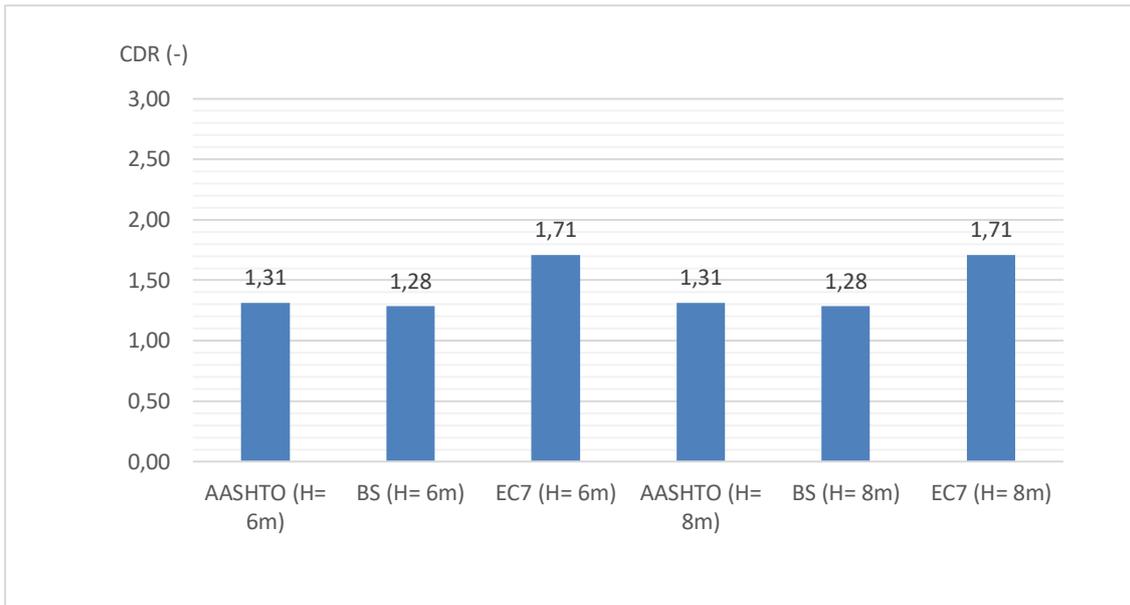


Figura 5.3 Estabilidad al deslizamiento: factor CDR

Los resultados que observamos en la figura 5.4 y figura 5.5 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobrecarga debido al tráfico de 12kN/m²”. La figura 5.6 representa el factor CDR.

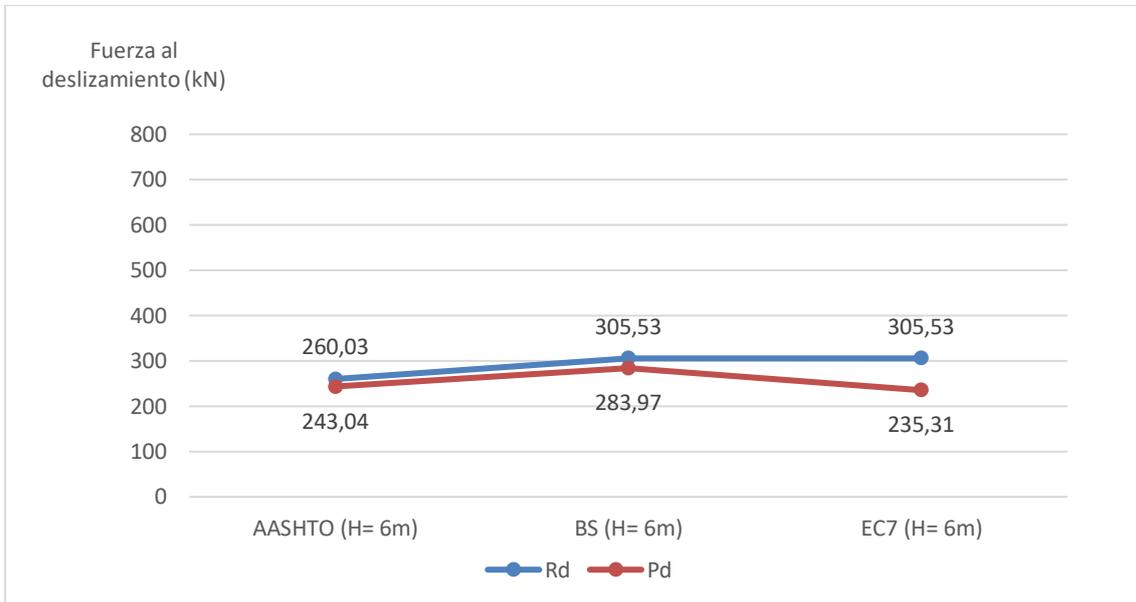


Figura 5.4 Estabilidad al deslizamiento con sobrecarga de tráfico, H = 6m: valores de R_d y P_d

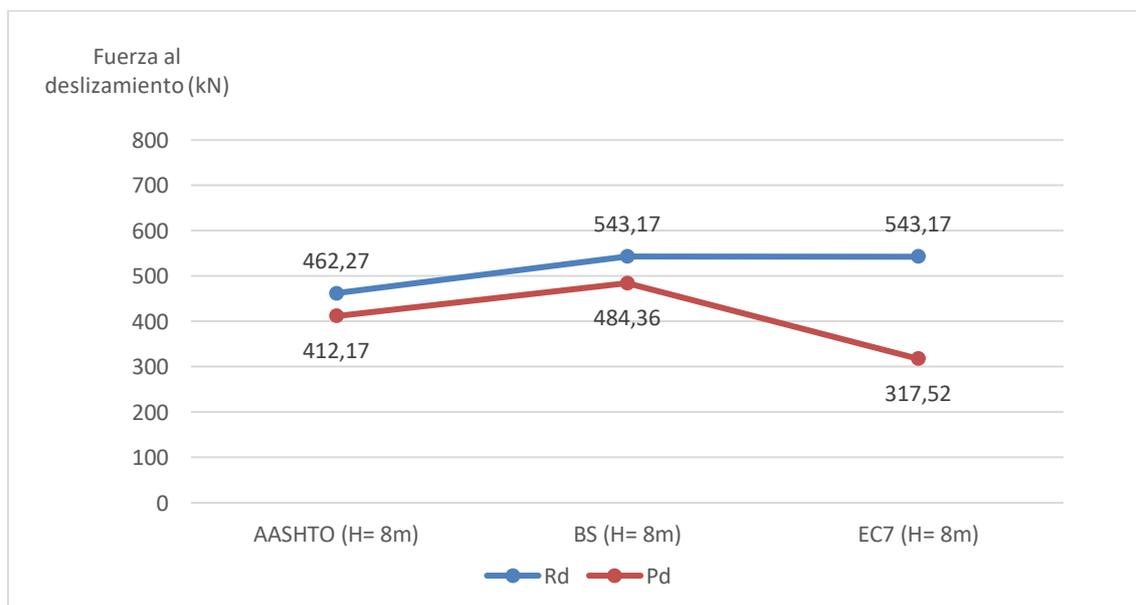


Figura 5.5 Estabilidad al deslizamiento con sobrecarga de tráfico, H = 8m: valores de R_d y P_d

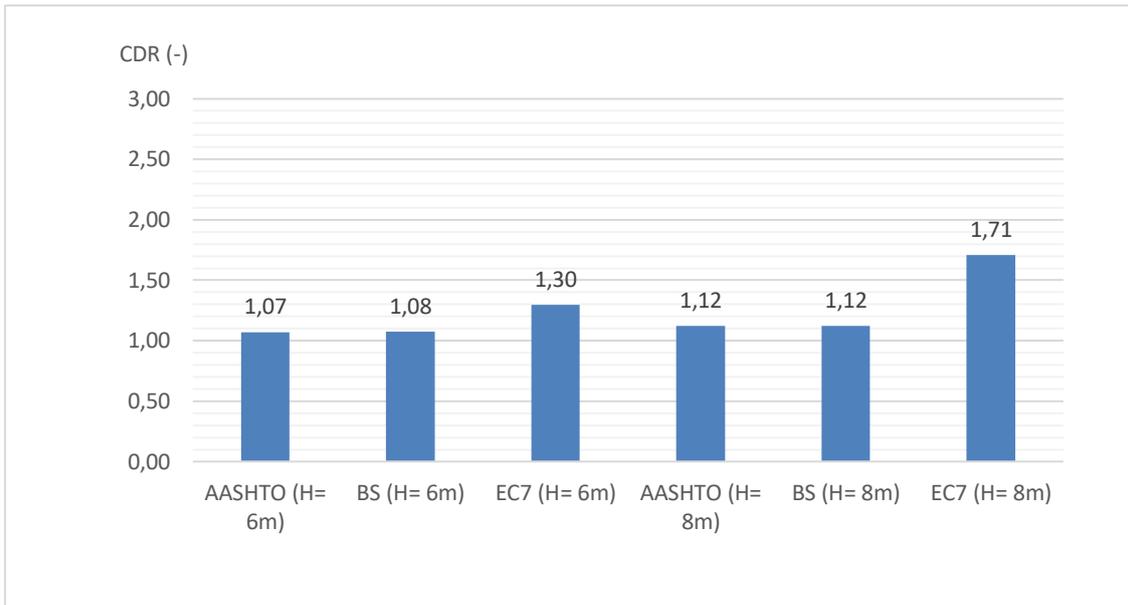


Figura 5.6 Estabilidad al deslizamiento con sobrecarga de tráfico: factor CDR

Los resultados que observamos en la figura 5.7 y figura 5.8 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 10°”. La figura 5.9 representa el factor CDR.

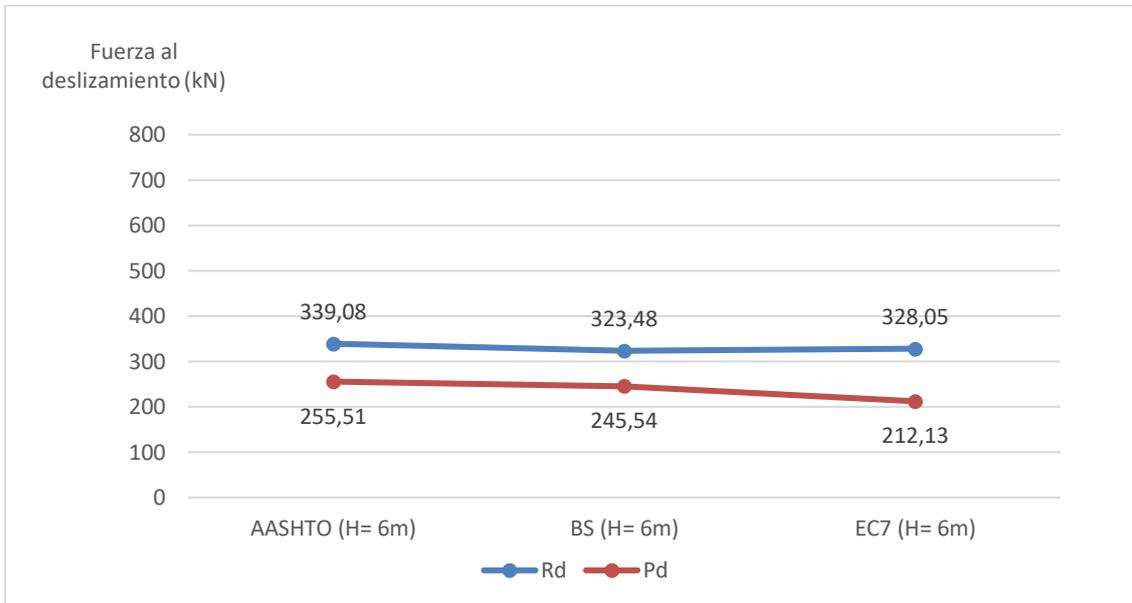


Figura 5.7 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 10°, H = 6m: valores de R_d y P_d

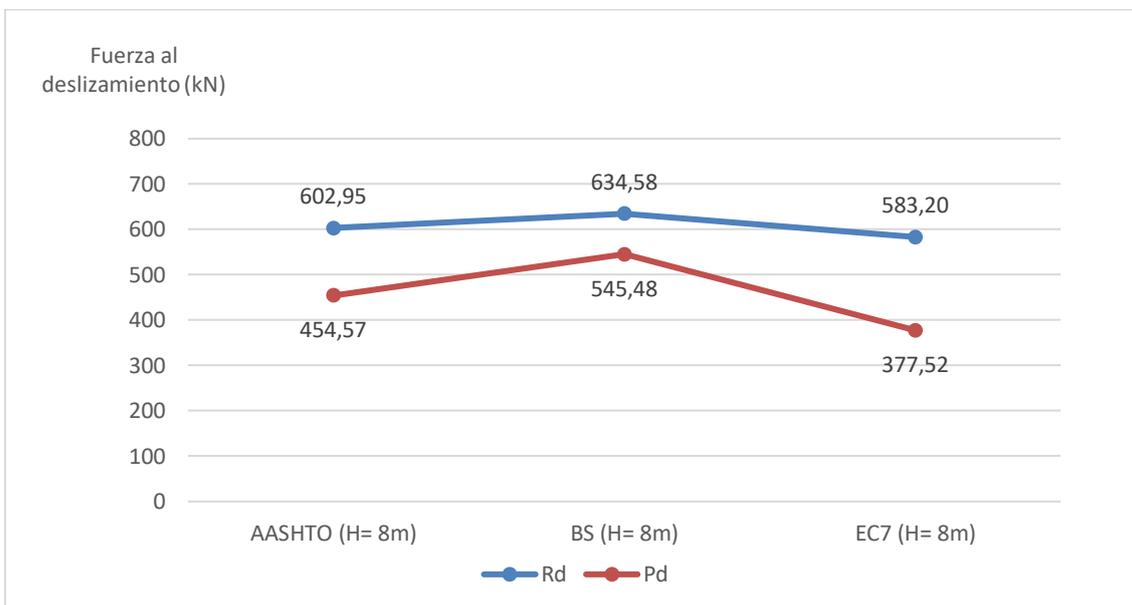


Figura 5.8 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 10°, H = 8m: valores de R_d y P_d

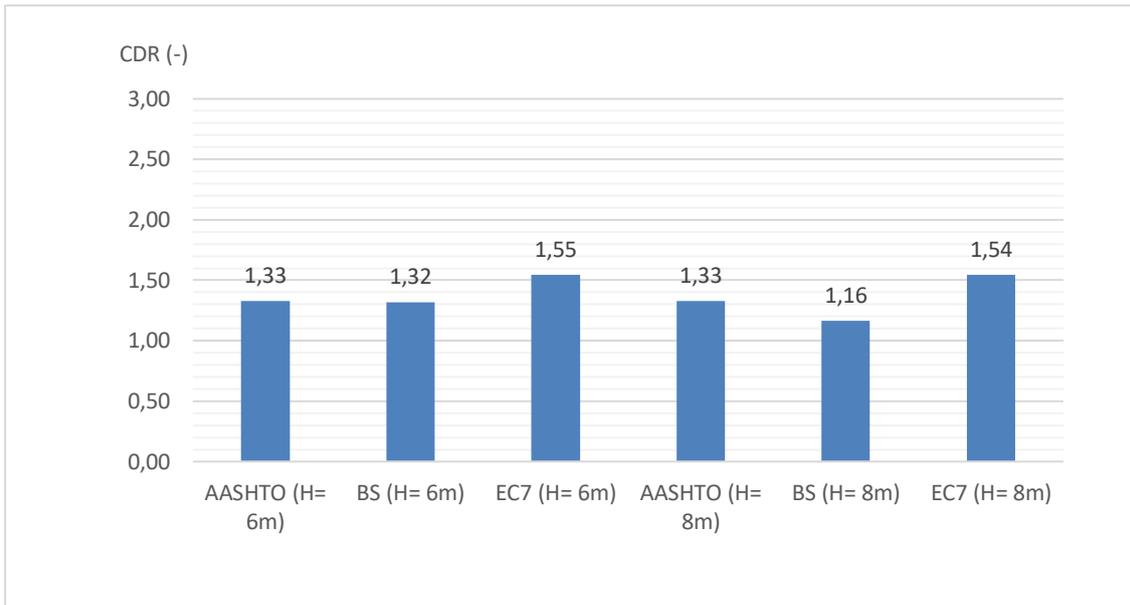


Figura 5.9 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 10°:
valores de factor CDR

Los resultados que observamos en la figura 5.10 y figura 5.11 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 30°”. La figura 5.12 representa el factor CDR.

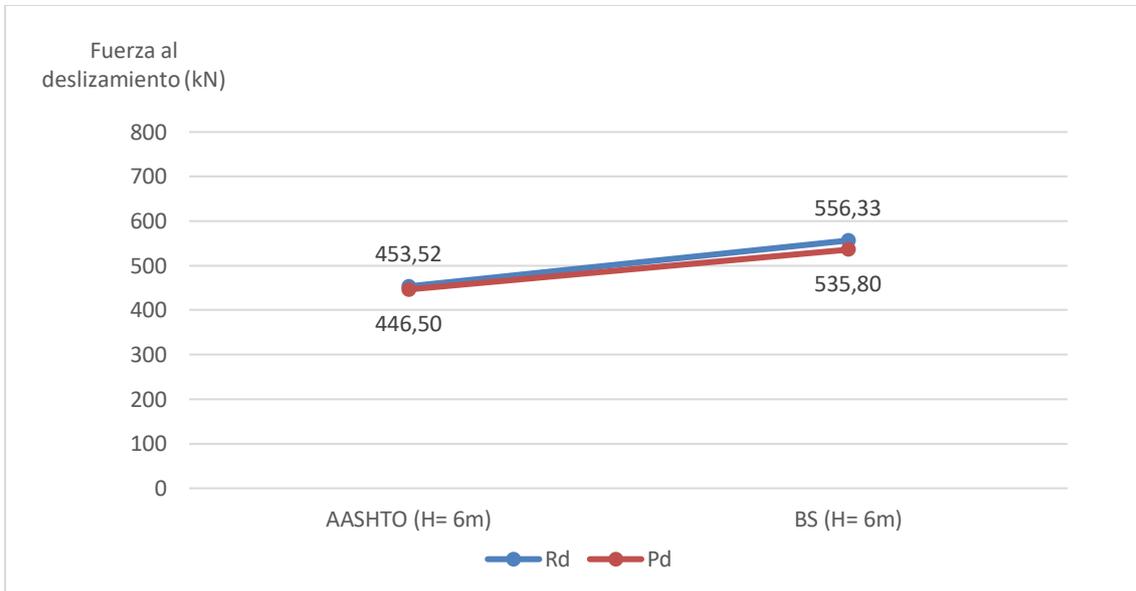


Figura 5.10 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 30°, H = 6m: valores de R_d y P_d

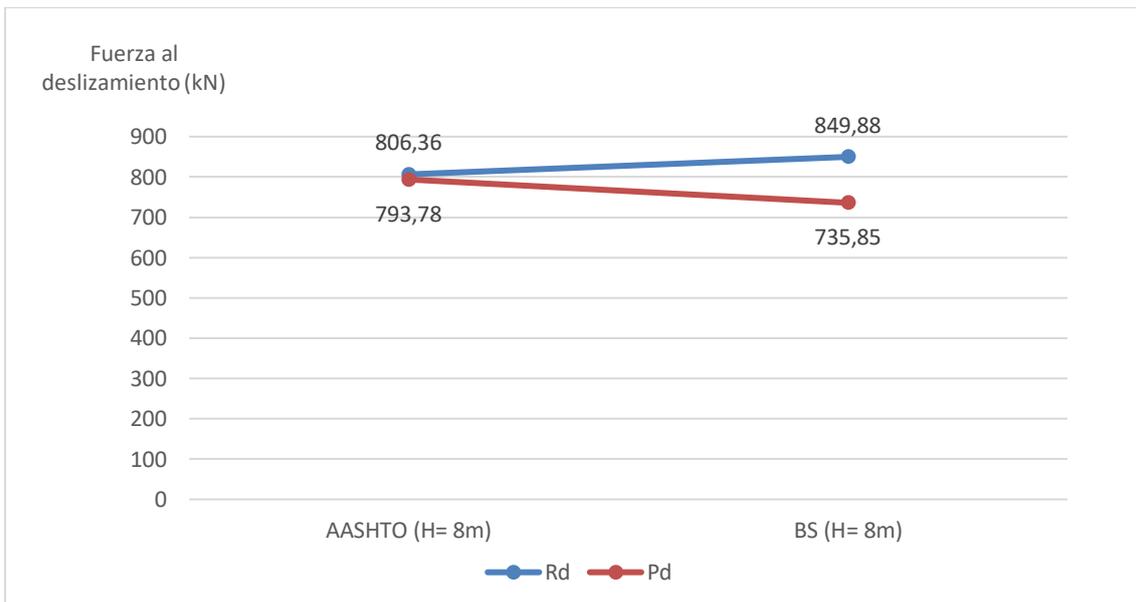


Figura 5.11 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 30°, H = 8m: valores de R_d y P_d

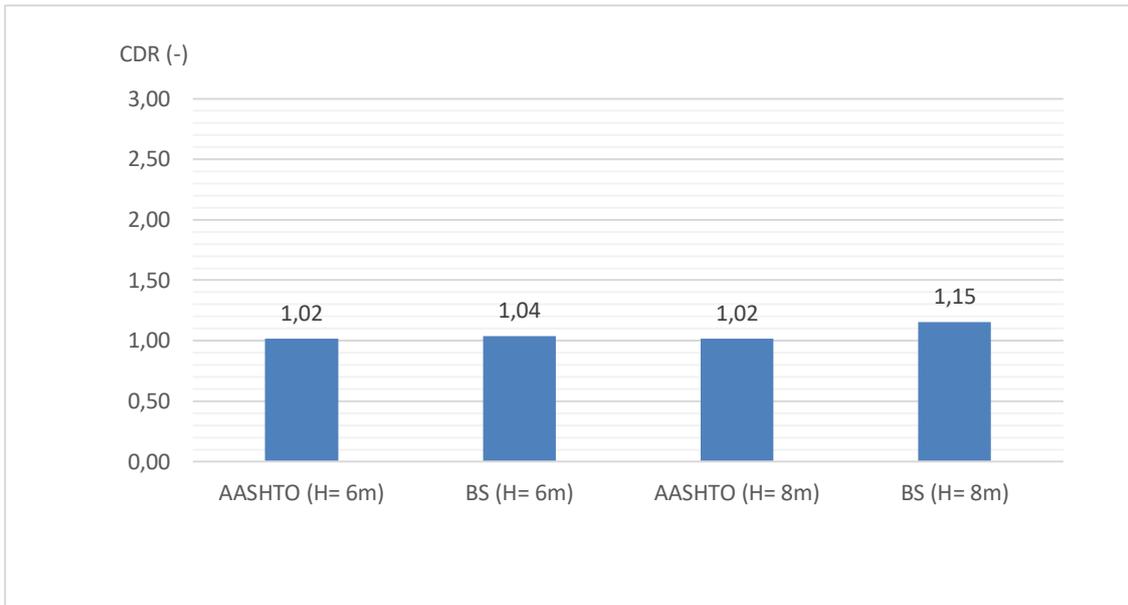


Figura 5.12 Estabilidad al deslizamiento con pendiente en coronación 30°:
valores de factor CDR

5.1.3. Estabilidad a la capacidad de soporte de la cimentación

En el siguiente apartado se muestran, por una parte, unas gráficas lineales dónde se representa la tensión máxima vertical de la estructura, q_r , y la capacidad de soporte, q_{ult} . La capacidad de soporte se ha obtenido con las ecuaciones clásicas de Brinch-Hansen. También se muestra en una gráfica de barras la relación q_{ult}/q_r .

Los resultados que observamos en la figura 5.13 y figura 5.14 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación”. La figura 5.15 representa el factor CDR.

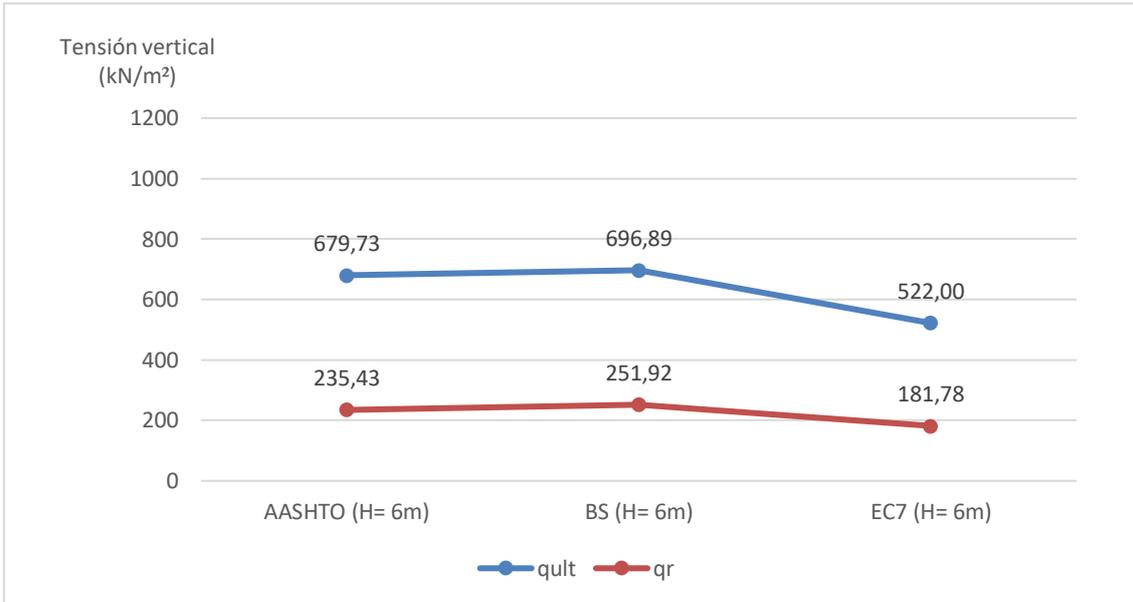


Figura 5.13 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente en coronación, H = 6m: valores de q_{ult} y q_r

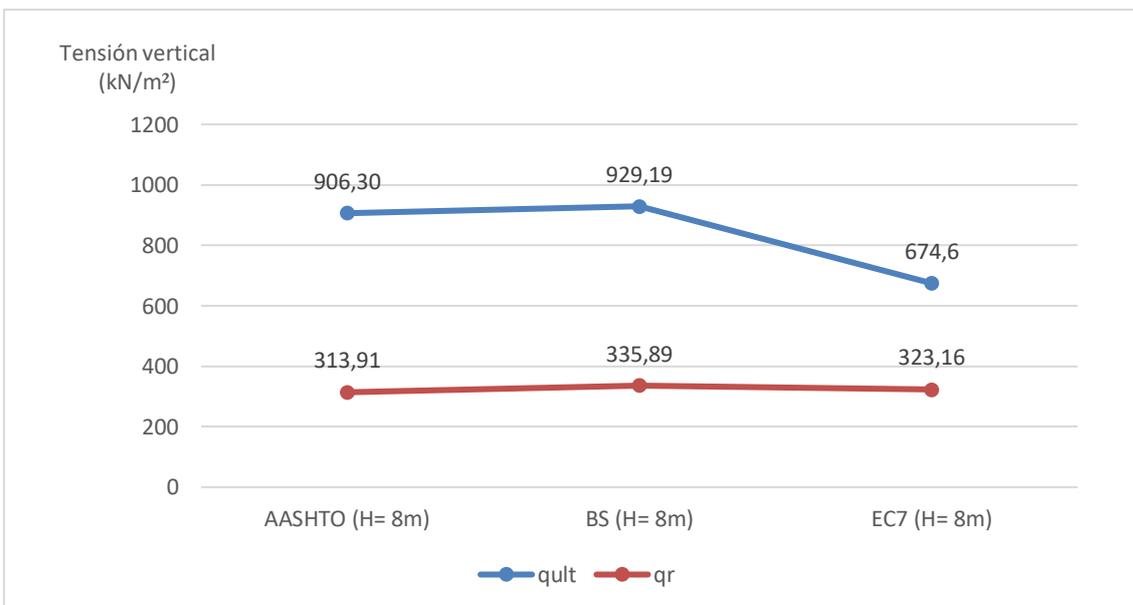


Figura 5.14 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente en coronación: H = 8m valores de q_{ult} y q_r

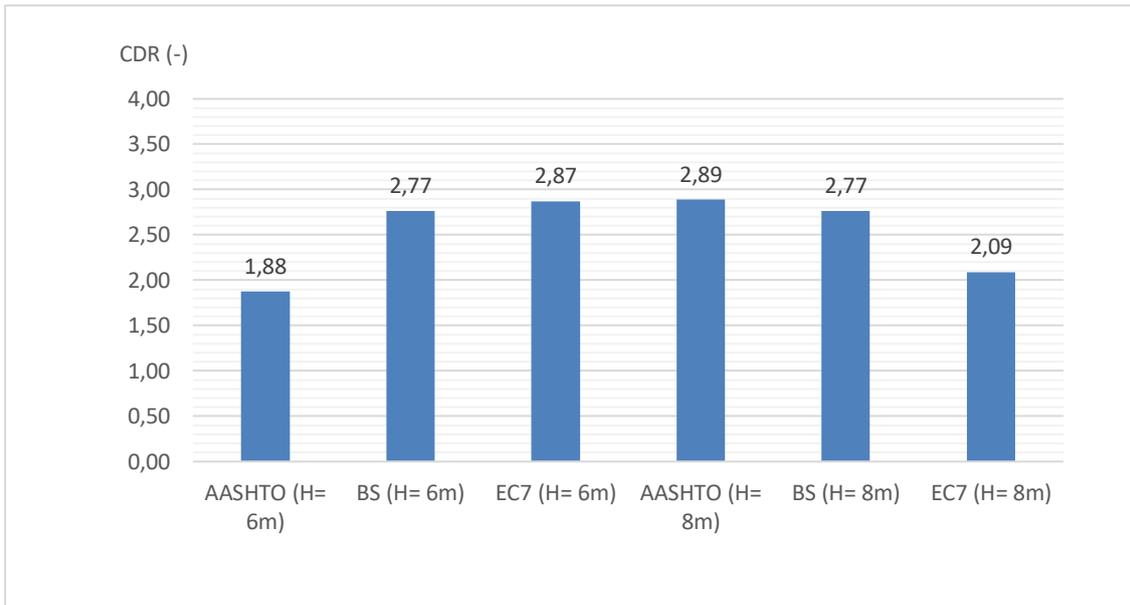


Figura 5.15 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente en coronación:
valores ratio q_{ult}/q_r

Los resultados que observamos en la figura 5.16 y figura 5.17 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobrecarga debido al tráfico de 12kN/m²”. La figura 5.18 representa el factor CDR.

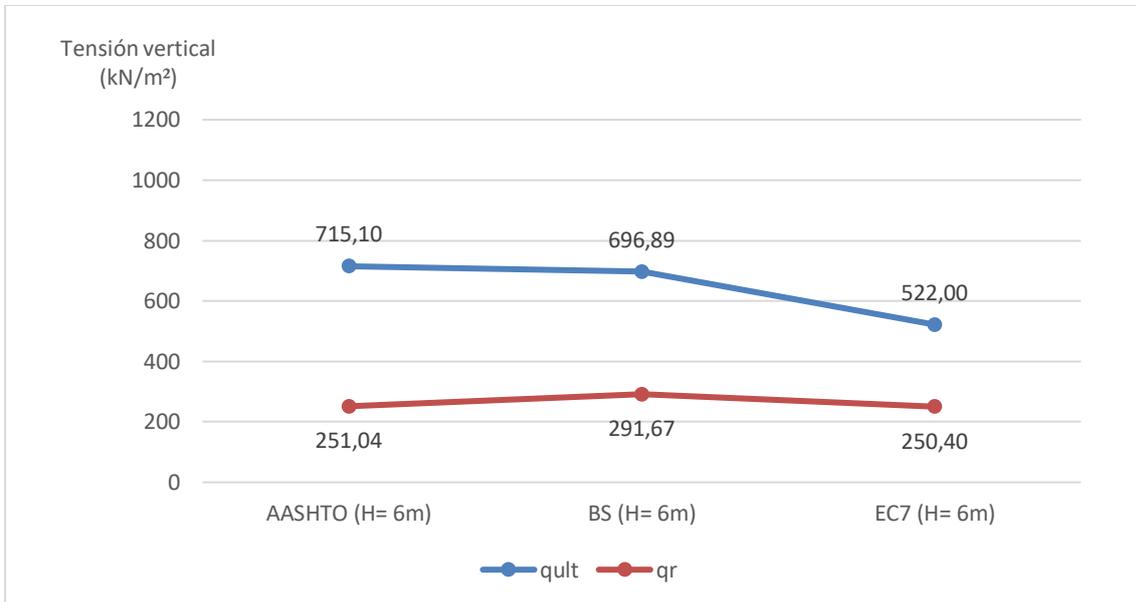


Figura 5.16 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente y con sobrecarga de tráfico de 12 kN/m², H = 6m: valores de q_{ult} y q_r

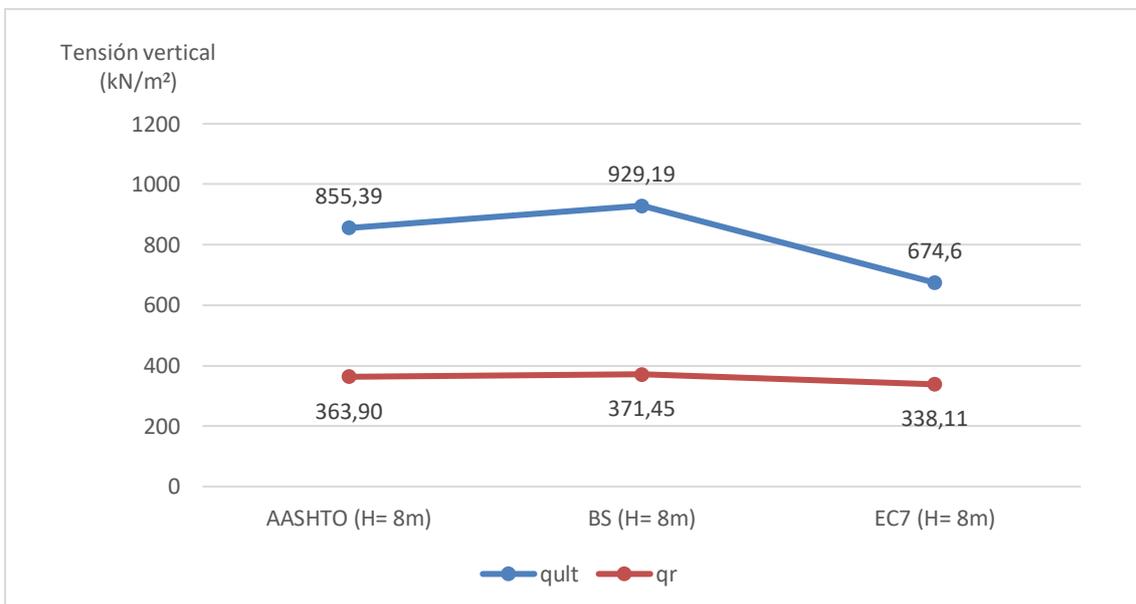


Figura 5.17 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente y con sobrecarga de tráfico de 12 kN/m², H = 8m: valores de q_{ult} y q_r

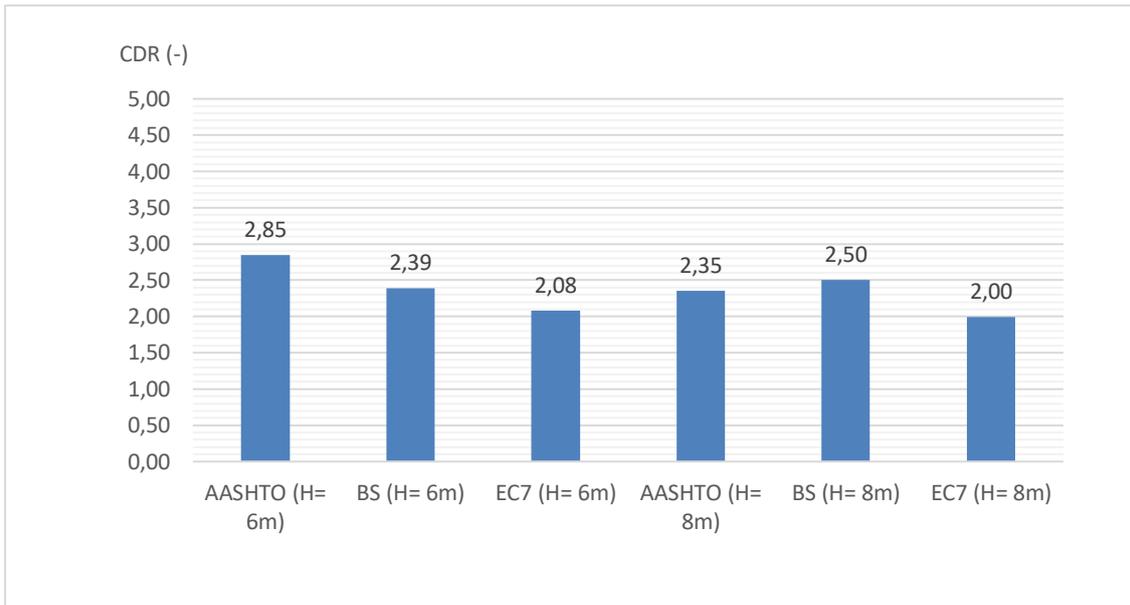


Figura 5.18 Estabilidad a la capacidad de soporte, sin pendiente y con sobrecarga de tráfico de 12 kN/m²: valores ratio q_{ult}/q_r

Los resultados que observamos en la figura 5.19 y figura 5.20 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 10°”. La figura 5.21 representa el factor CDR.

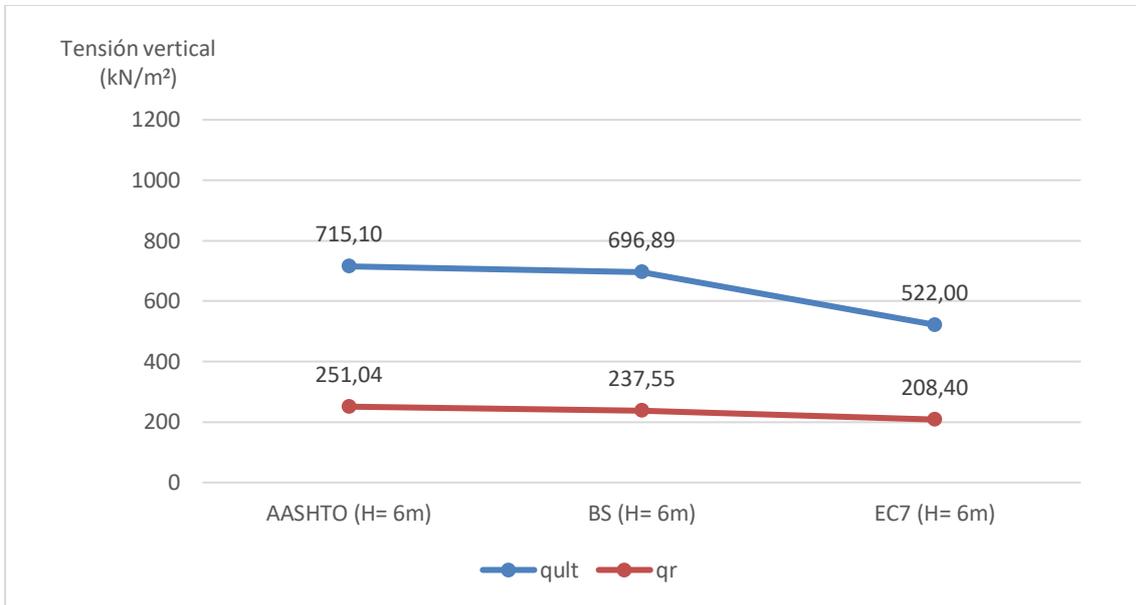


Figura 5.19 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 10°, H = 6 m: valores de q_{ult} y q_r

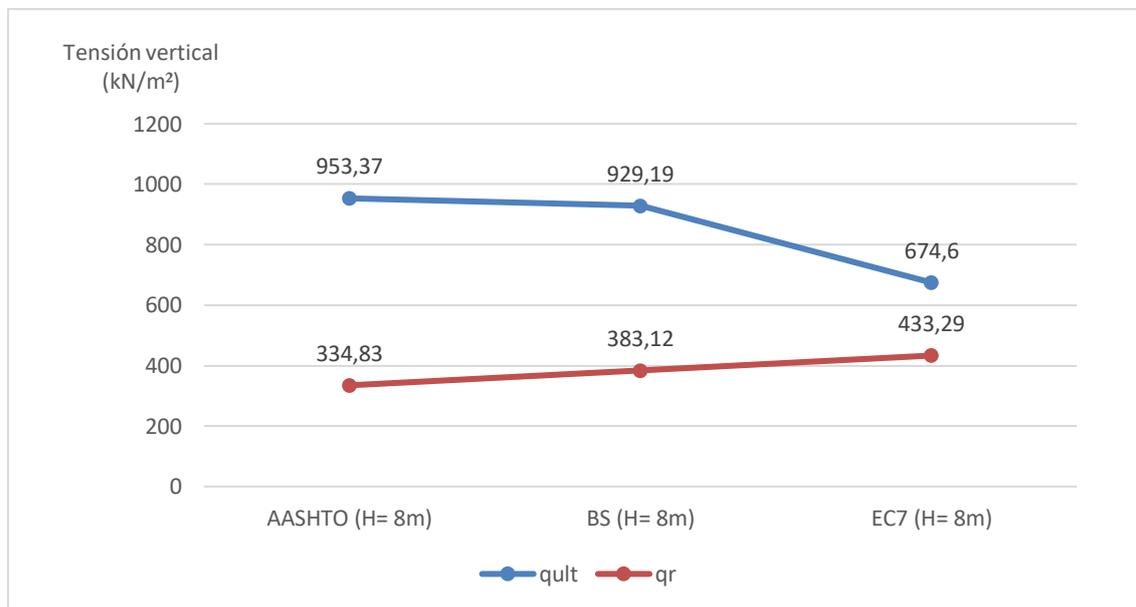


Figura 5.20 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 10°, H = 8 m: valores de q_{ult} y q_r

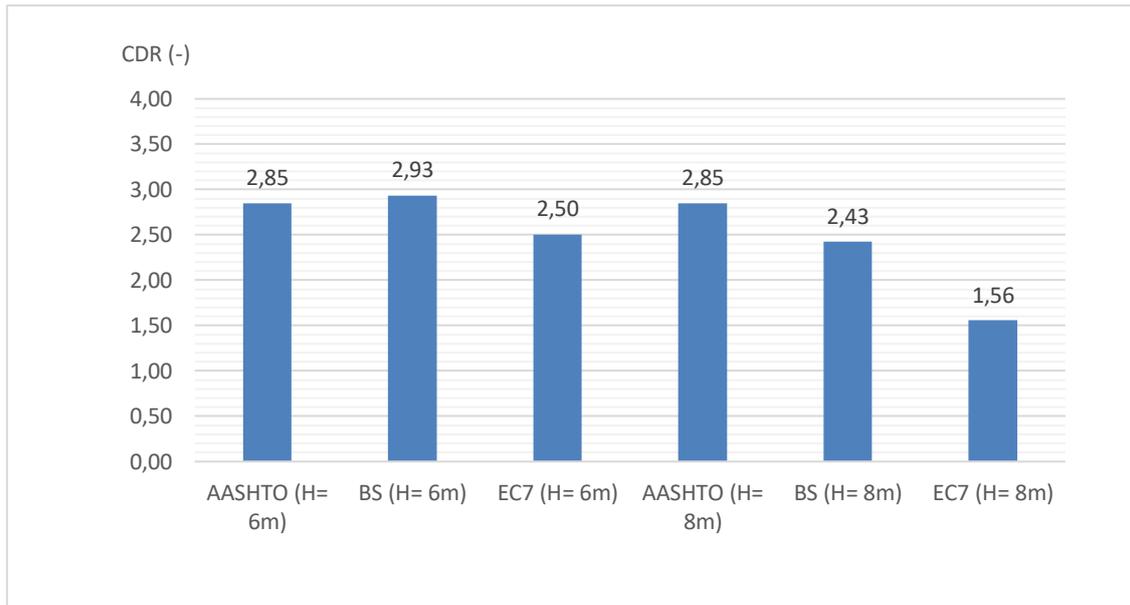


Figura 5.21 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 10°: valores de ratio q_{ult}/q_r

Los resultados que observamos en la figura 5.22 y figura 5.23 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 30°”. La figura 5.24 representa el factor CDR.

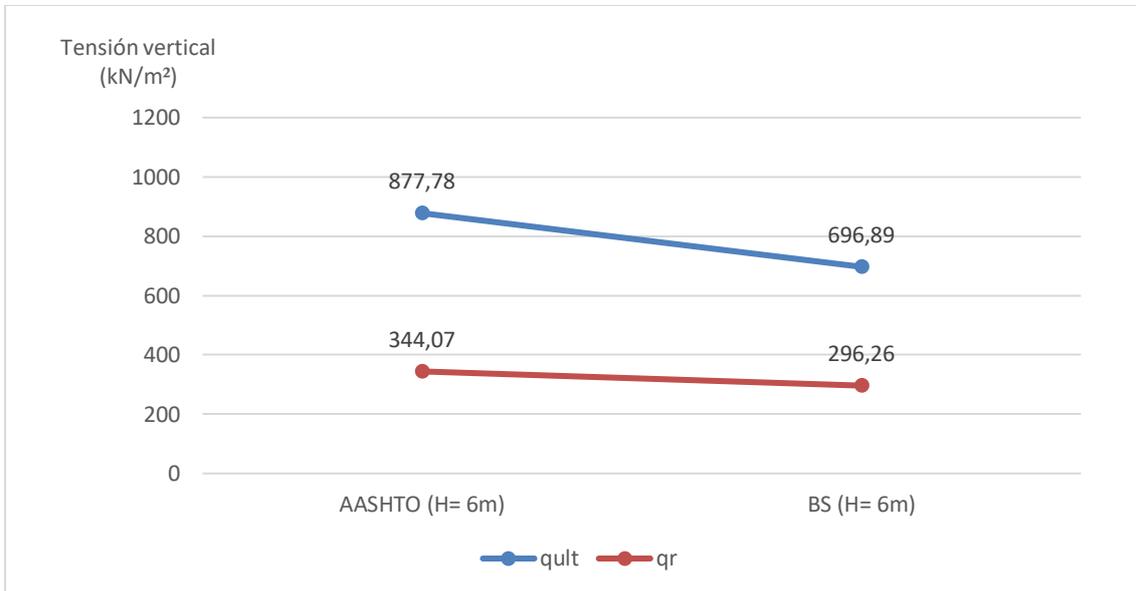


Figura 5.22 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 30°, H = 6m: valores de q_{ult} y q_r

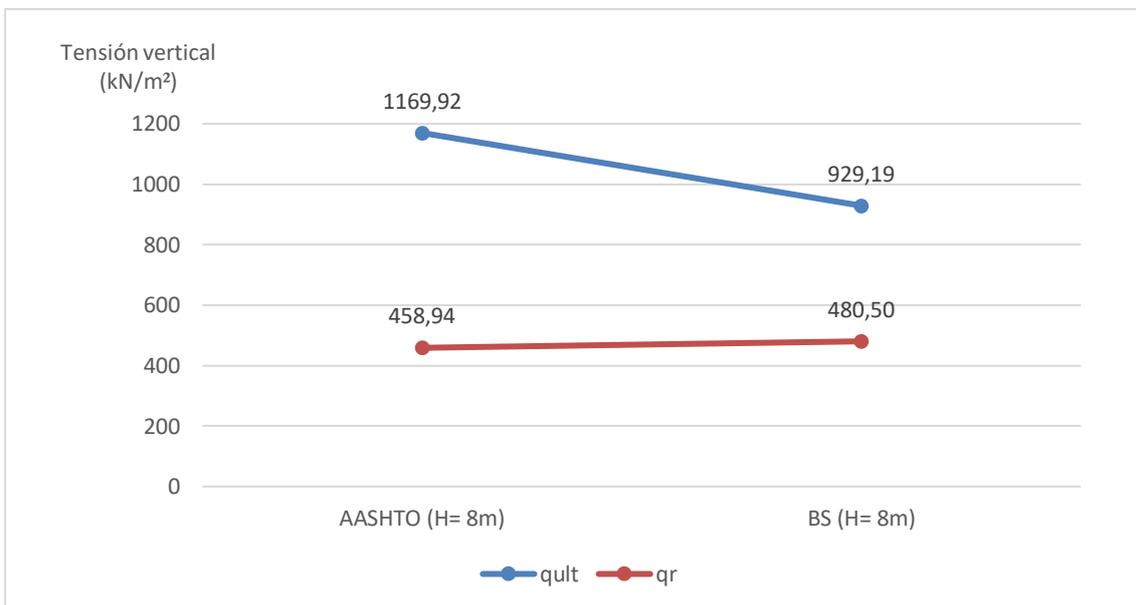


Figura 5.23 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 30°, H = 8m: valores de q_{ult} y q_r

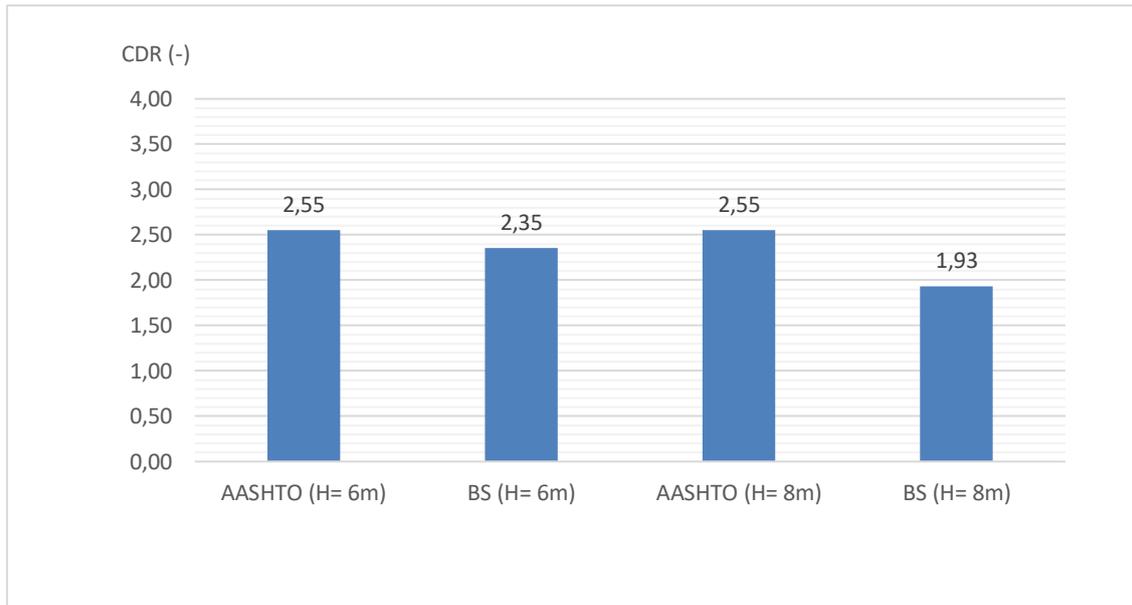


Figura 5.24 Estabilidad a la capacidad de soporte, con pendiente de 30°: valores de ratio q_{ult}/q_r

5.1.4. Estabilidad al vuelco

En el siguiente apartado se muestran unas gráficas lineales dónde se representa la excentricidad límite y la excentricidad debido a las cargas actuantes.

Cabe destacar que:

Por una parte, la normativa británica BS 8006-1 no describe ningunos pasos para satisfacer la estabilidad al vuelco.

En cambio, en la normativa BS 8006-1 indica que se deben considerar todas aquellas superficies potencialmente sensibles a desarrollar un vuelco tal como se muestra en la figura 5.25. Sin embargo, debe de realizarse un análisis apropiado mediante el uso de métodos y factores que se describen en la norma a la norma BS EN 1997-1:2004.

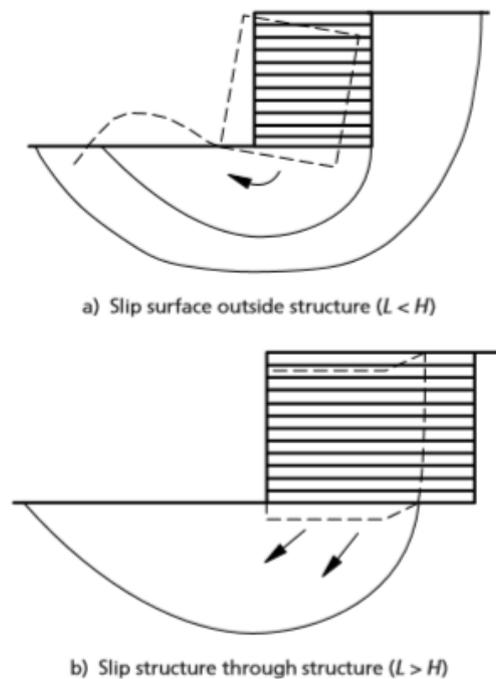


Figura 5.25 Tipos de superficies de fallo al vuelco (BSI 2010)

Por otra parte, el Eurocódigo 7 ha de satisfacer la ecuación fundamental ya desarrollada en apartados anteriores, es decir, el momento desestabilizador debe ser menor que el momento estabilizador.

$$\sum M_{dst,d} \leq \sum M_{est,d}$$

Es por ello que en este apartado solo se muestran los datos de los resultados referentes a la Normativa AASHTO. Se presentan la excentricidad límite y la excentricidad obtenida para los diferentes escenarios y para las dos alturas del paramento (seis y ocho metros).

Muro MSE sin pendiente en coronación

- Con altura $H = 6\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,05 m
 - Excentricidad obtenida: 0,79 m
- Con altura $H = 8\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,75 m
 - Excentricidad obtenida: 1,05 m

Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobrecarga debido al tráfico de 12kN/m^2

- Con altura $H = 6\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,05 m
 - Excentricidad obtenida: 0,79 m
- Con altura $H = 8\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,75 m
 - Excentricidad obtenida: 1,75m

Muro MSE con pendiente en coronación de 10°

- Con altura $H = 6\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,05 m
 - Excentricidad obtenida: 1,05 m
- Con altura $H = 8\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,40 m
 - Excentricidad obtenida: 1,32 m

Muro MSE con pendiente en coronación de 30°

- Con altura $H = 6\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,05 m
 - Excentricidad obtenida: 0,50 m
- Con altura $H = 8\text{m}$
 - Excentricidad límite: 1,40 m
 - Excentricidad obtenida: 0,67 m

Hasta ahora las gráficas representaban los resultados de estabilidad externa para el diseño del muro MSE (6 y 8 metros de paramento). Sobre estos resultados podemos llegar a las siguientes conclusiones

Clasificaremos la comparativa según la tipología de estabilidad externa a cumplir.

En general, se observa que existe una tendencia similar para los resultados obtenidos. Los resultados demuestran un comportamiento similar para los diferentes escenarios.

Por ejemplo, la norma BS 8006-1 obtiene el resultado del valor desestabilizador máximo siempre y el valor desestabilizador mínimo lo obtiene el Eurocódigo 7.

➤ Estabilidad al deslizamiento

Observamos que para la norma AASHTO, BS 8006-1 y el Eurocódigo 7 no considera el efecto favorable debido a la sobrecarga, en cambio, si la considera para el efecto desfavorable, es decir, la resultante del empuje activo.

El efecto de la pendiente favorece el efecto estabilizador debido la resultante del peso propio más la componente vertical del terreno inclinado. Pero el empuje activo también se verá incrementado, pero el punto de aplicación será diferente y actuará con una inclinación a la misma que la pendiente en coronación. Dando lugar a dos componentes, una componente favorable y otra desfavorable para el estudio de la estabilidad al deslizamiento.

➤ Estabilidad a la capacidad de soporte

Por una parte, la presión de hundimiento se ha obtenido con la expresión Brinch-Hansen aplicando los factores parciales y los factores a los materiales en el caso del Eurocódigo 7. Por otra parte, la norma AASHTO nos indica la expresión que debemos de aplicar tal como se ha indicado con anterioridad.

Observamos en la representación de los resultados que la aplicación de factores a los materiales nos da los valores mínimos para todos los escenarios.

El efecto de la inclinación hace que la presión sobre el terreno incremente. Es por ello que la verificación con inclinación de 30° bajo la normativa BS 8006-1 nos ha obligado a incrementar la longitud de refuerzo.

➤ Estabilidad al vuelco

Destacar en primer lugar que en el escenario del muro MSE con pendiente igual a 30° no se ha planteado para la guía del Eurocódigo 7.

Se observa que el efecto de la sobrecarga modifica el punto de aplicación de la resultante, por lo tanto, la excentricidad obtenida para la normativa AASHTO es un valor muy cercano al valor límite.

5.1.5. Estabilidad interna

En la tabla 5.1.3 se muestran los diferentes factores de resistencia utilizados en los cálculos. El factor de resistencia referente a los materiales es igual a la unidad excepto para la combinación DA1/2 del Eurocódigo 7.

Los factores de resistencia a la tracción existían únicamente en la normativa AASHTO y en el Eurocódigo 7.

En la norma británica (BS 8006-1) se incluye un nuevo factor el cual no aparece en el resto de las normativas que es el factor económico.

Tabla 5.1.3 Comparación de factores parciales

Factor de resistencia	AASHTO	BS 8006-1	EC7 (DA1/1)	EC7 (DA1/2)
Materiales				
phi	1.0	1.0	1.0	1.25
Resistencia a la tracción	1.1	n/a	1.1	1.1
Pull-out	1.1	1,3	1.5	1.5
Económico	n/a	1.0-1.1	n/a	n/a

Para el diseño del muro con refuerzos extensibles se ha optado por tomar los polímeros de la tabla 5.1.4 de tal modo que no sobredimensionemos.

Tabla 5.1.4 Refuerzos extensibles

Geogrid	2XT	3XT	5XT	7XT	8XT	10XT	20XT	22XT	24XT
Tr (kN/mm)	13.89	24.30	32.62	40.94	51.36	65.91	95.10	142.65	190.21

En cambio, para el diseño del muro con refuerzos inextensibles se ha optado dimensionar con barras de 11,1mm cada 150mm y una separación vertical de 0,75m.

En la siguiente tabla 5.1.5 se muestra la Tensión a tracción de diseño para cada normativa.

Tabla 5.1.5 Valor de T_r

Norma	T_r
AASHTO	342.35
UK	311.29
EC7	359.56

Para los refuerzos extensible hemos utilizado aquellos polímeros con propiedades a la resistencia a tracción muy similar a la tensión máxima. Es por ello que vemos un comportamiento muy similar en todos los escenarios.

A continuación, se van a mostrar los resultados de la estabilidad interna para los muros con refuerzo extensible y posteriormente se mostrará los resultados referentes a los muros con refuerzo inextensible.

Los resultados se representan con una gráfica lineal donde se muestran los datos de la tensión máxima a tracción del refuerzo y la tensión de diseño del material.

Refuerzo extensible

Los resultados que observamos en la figura 5.26 y figura 5.27 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación”. La figura 5.28 representa el factor CDR.

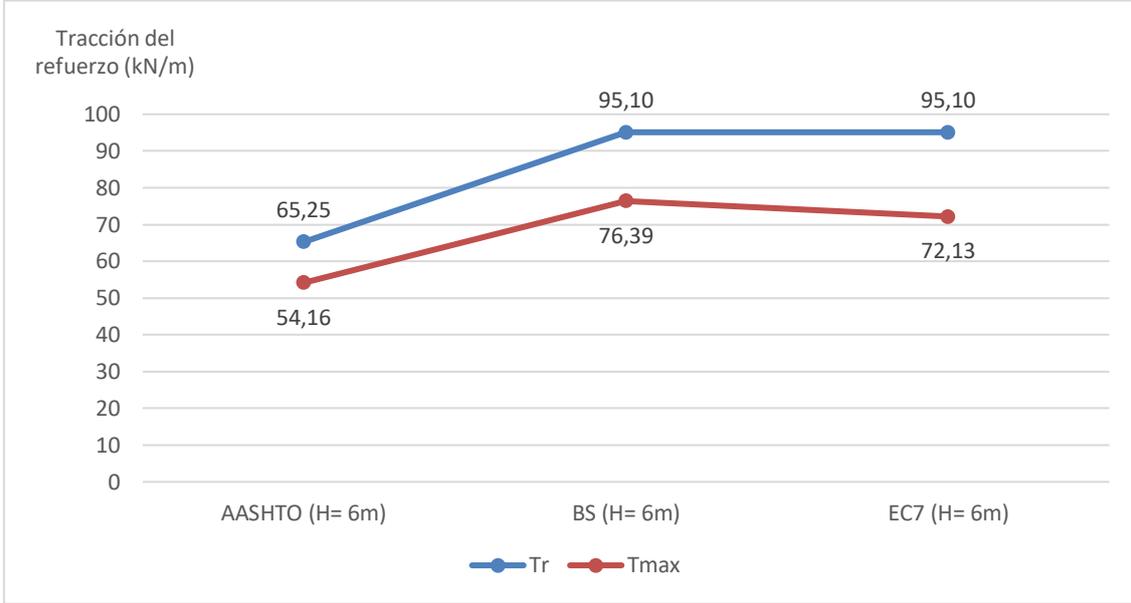


Figura 5.2+ Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación, H = 6m: valores T_r , T_{max}

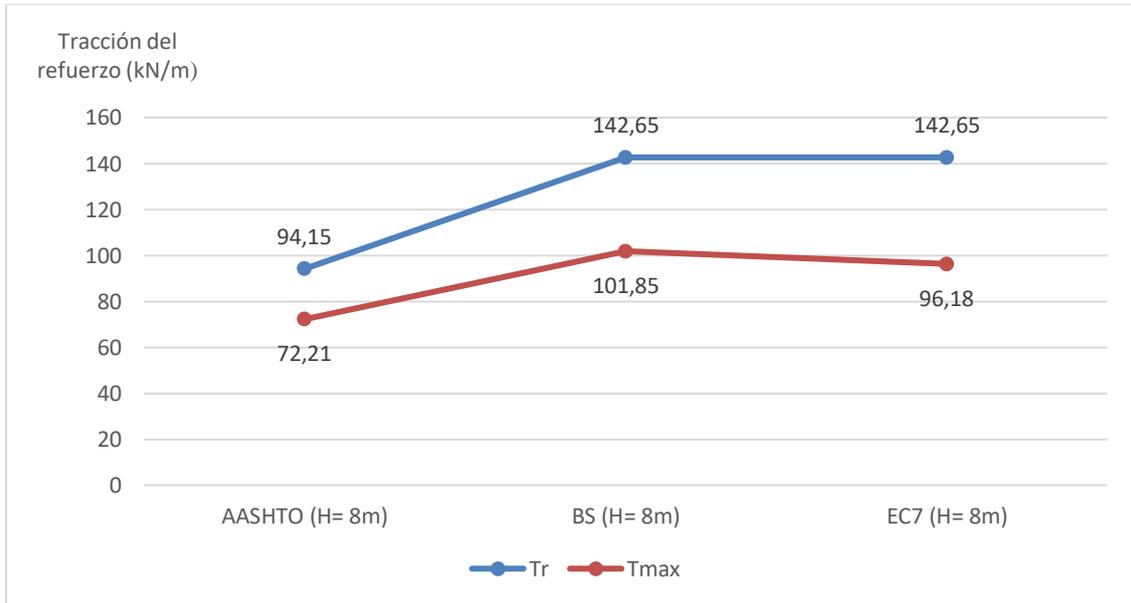


Figura 5.27 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación, H = 6m: valores T_r , T_{max}

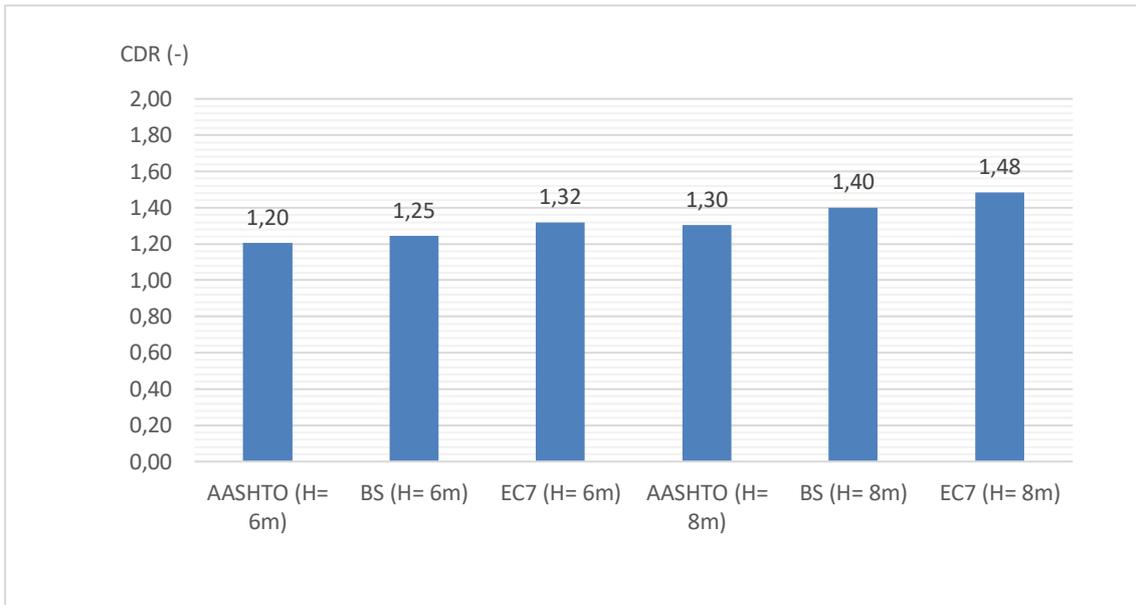


Figura 5.28 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación: valores ratio T_{max}/T_r

Refuerzo extensible

Los resultados que observamos en la figura 5.29 y figura 5.30 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobrecarga debido al tráfico de 12kN/m²”. La figura 5.31 representa el factor CDR.

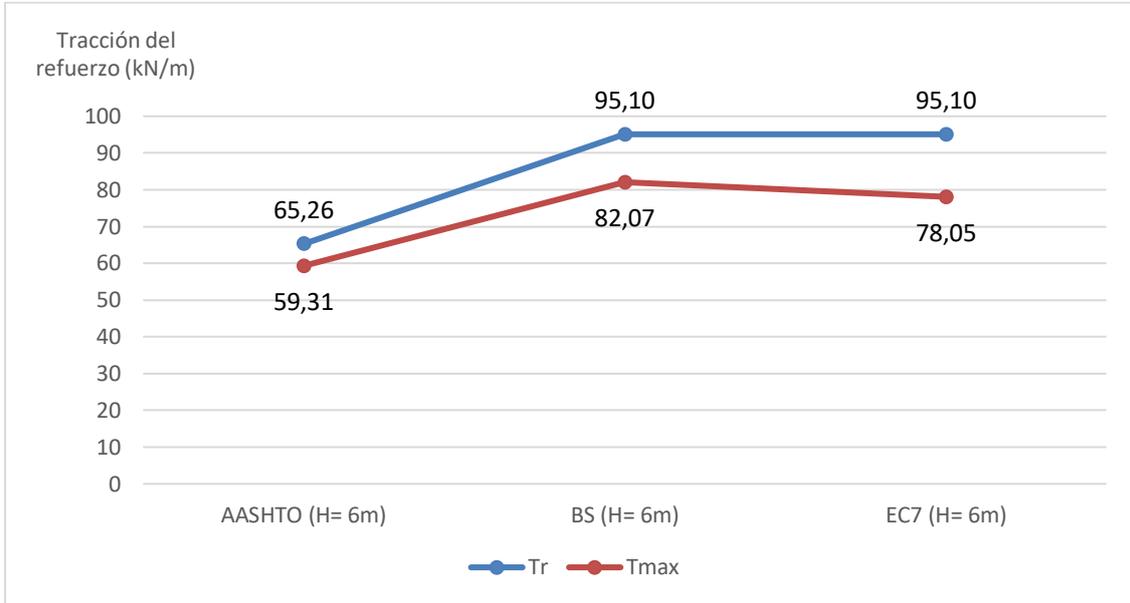


Figura 5.29 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación
Con sobrecarga de tráfico, H = 6m: valores T_r , T_{max}

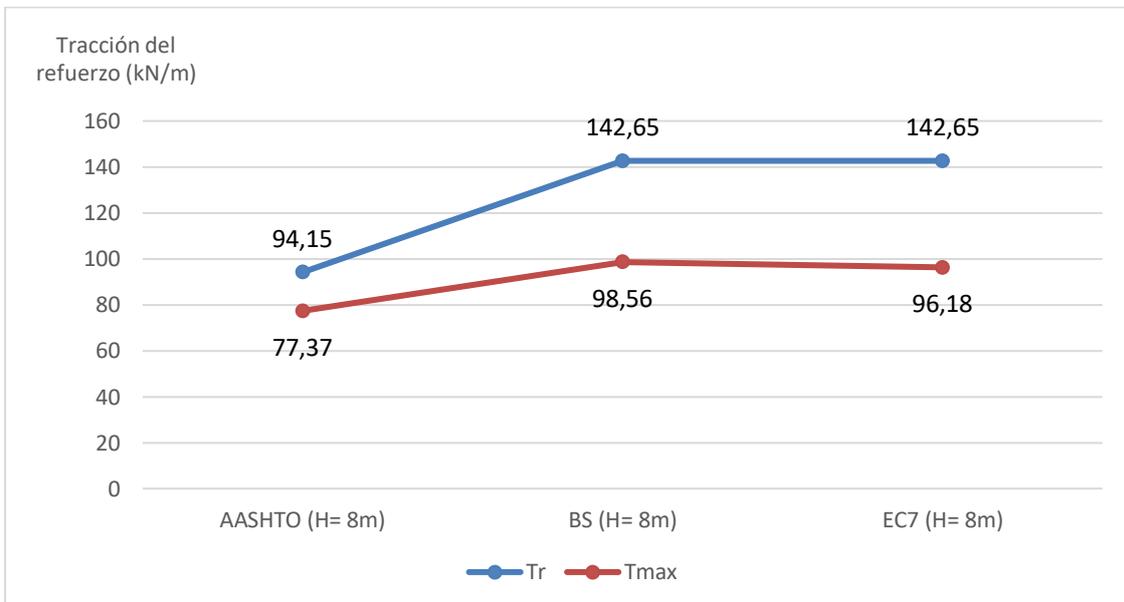


Figura 5.30 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación
Con sobrecarga de tráfico, H = 8m: valores T_r , T_{max}

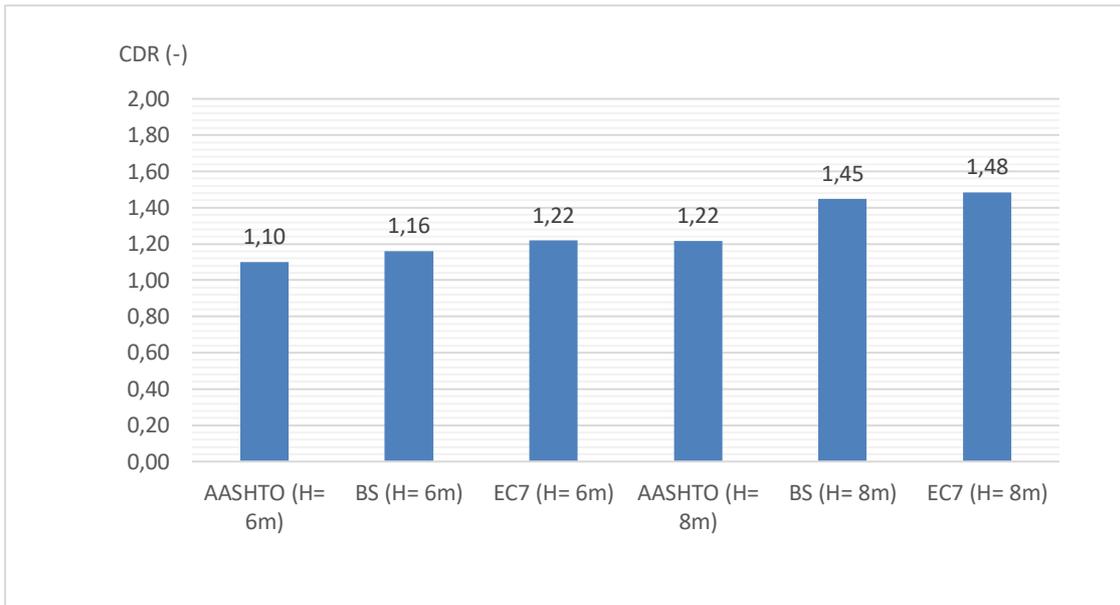


Figura 5.31 Estabilidad interna - refuerzo extensible – sin pendiente en coronación
 Con sobrecarga de tráfico: valores ratio T_{max}/T_r

Refuerzo extensible

Los resultados que observamos en la figura 5.32 y figura 5.33 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 10°”. La figura 5.34 representa el factor CDR.

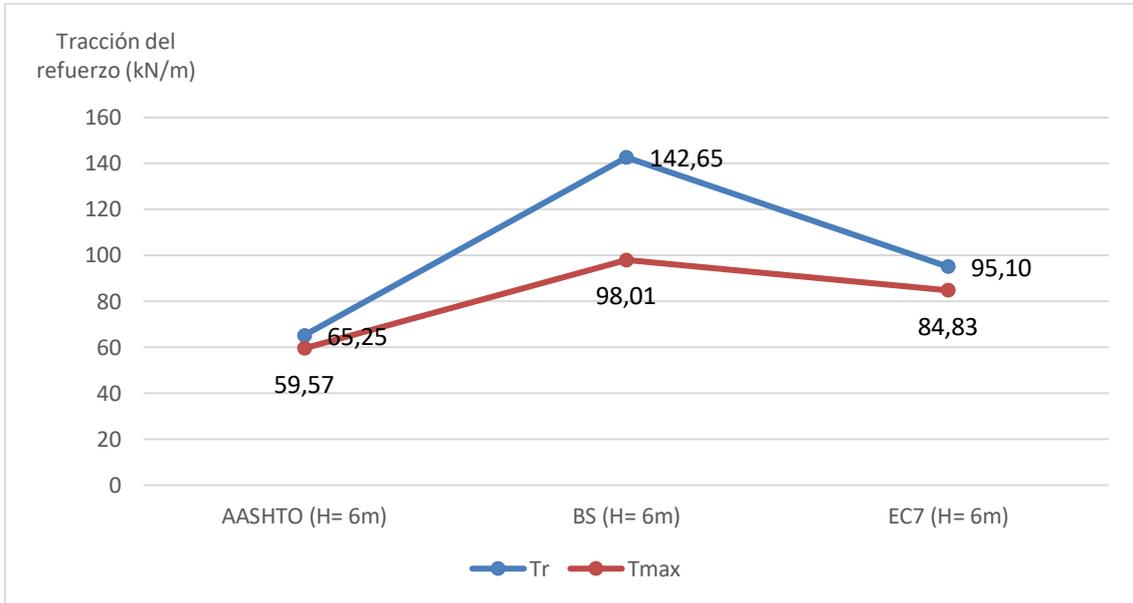


Figura 5.32 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 6m: valores T_r , T_{max}

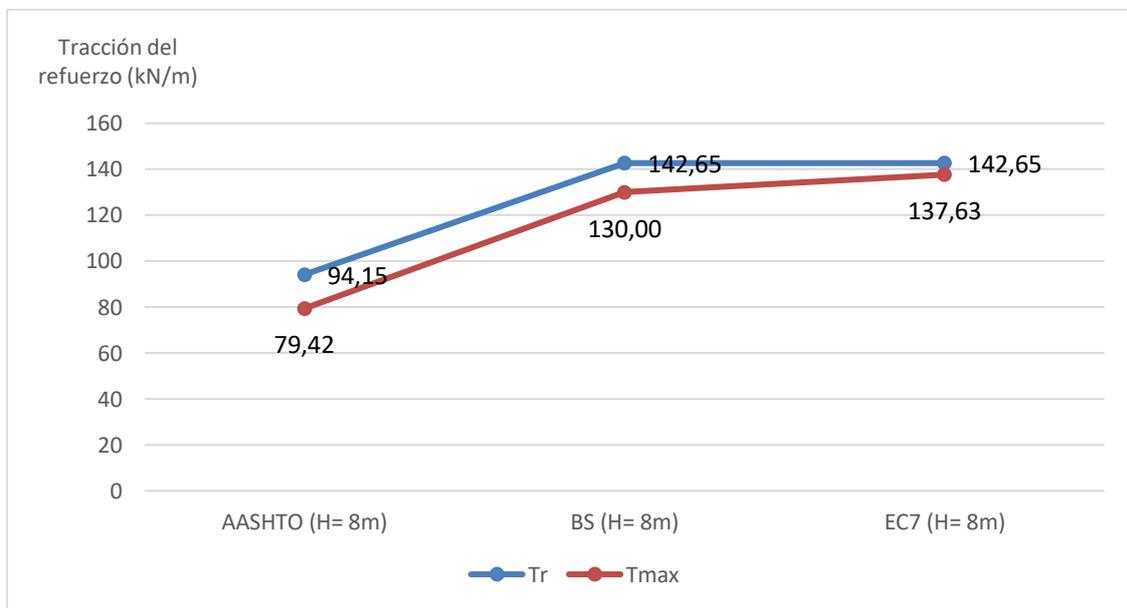


Figura 5.33 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 8m: valores T_r , T_{max}

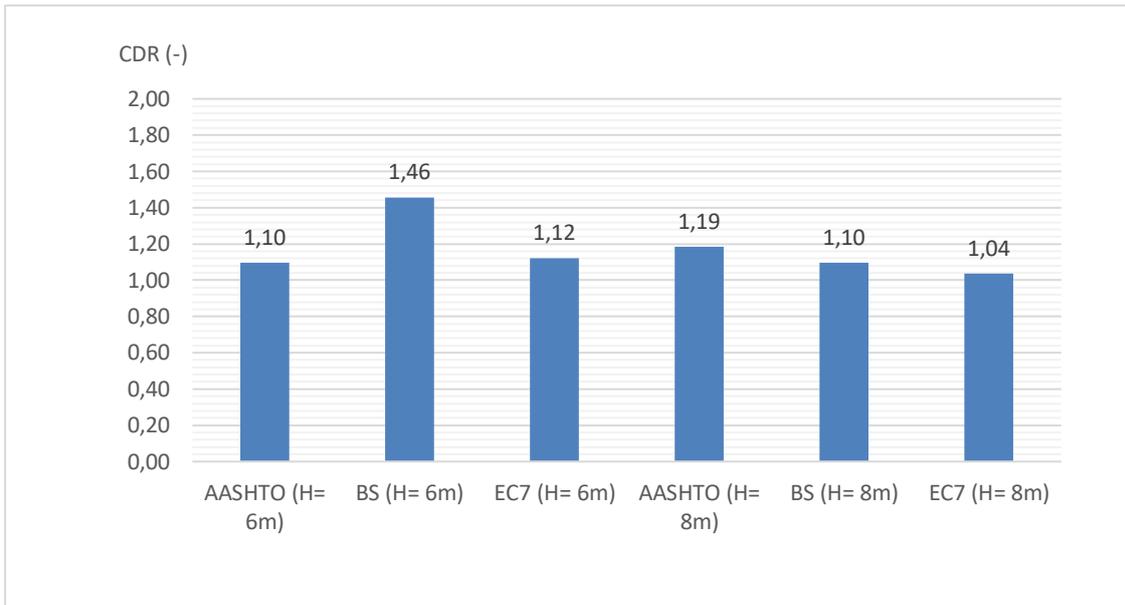


Figura 5.34 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación
 Pendiente de 10°: valores ratio T_{max} / T_r

Refuerzo extensible

Los resultados que observamos en la figura 5.35 y figura 5.36 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 30°”. La figura 5.37 representa el factor CDR.

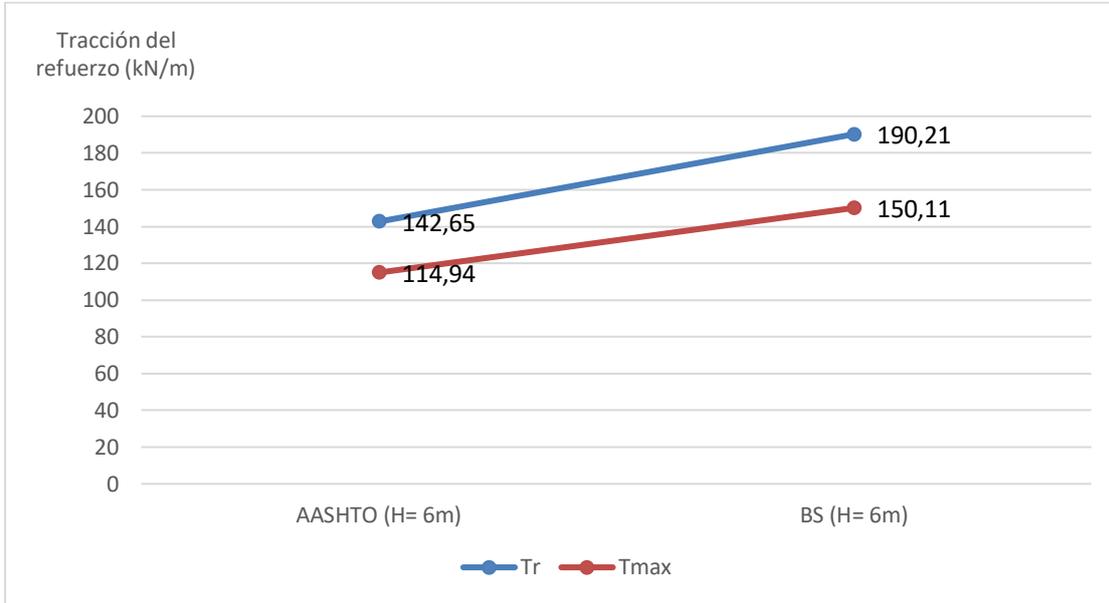


Figura 5.35 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°, H = 6m: valores T_r , T_{max}

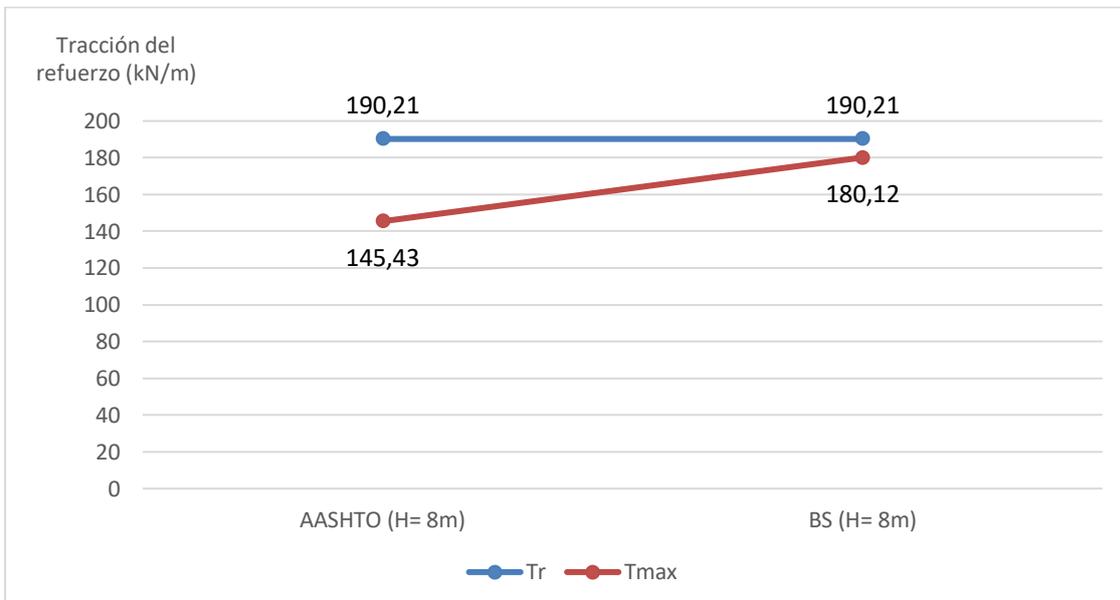


Figura 5.36 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°, H = 8m: valores T_r , T_{max}

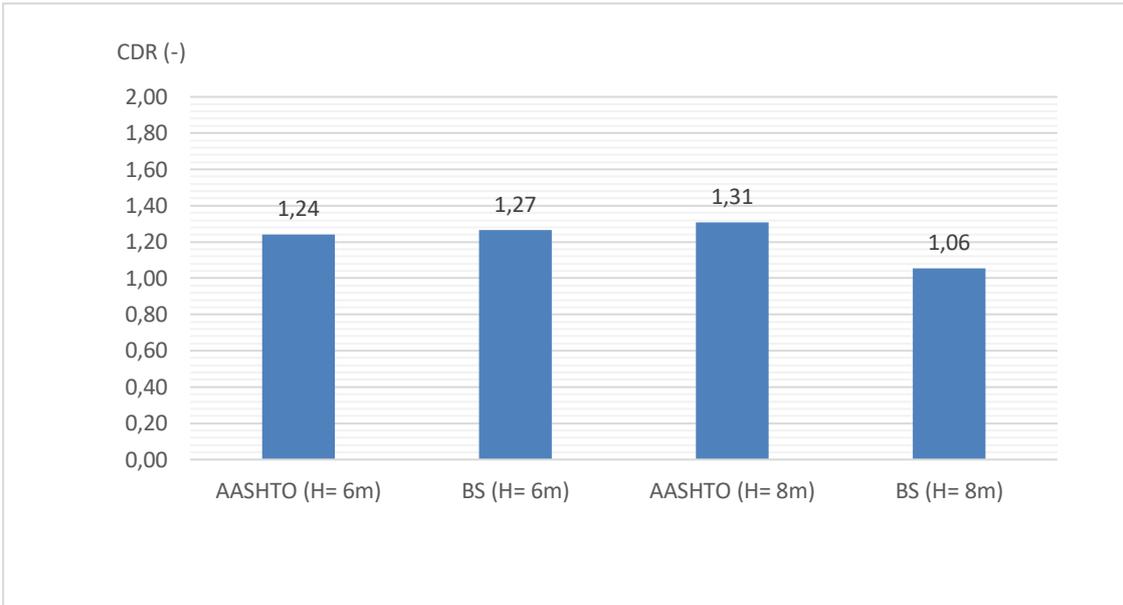


Figura 5.37 Estabilidad interna - refuerzo extensible – con pendiente en coronación
Pendiente de 30°: valores ratio T_{max}/T_r

Refuerzo inextensible

Los resultados que observamos en la figura 5.38 y figura 5.39 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación”. La figura 5.40 representa el factor CDR.

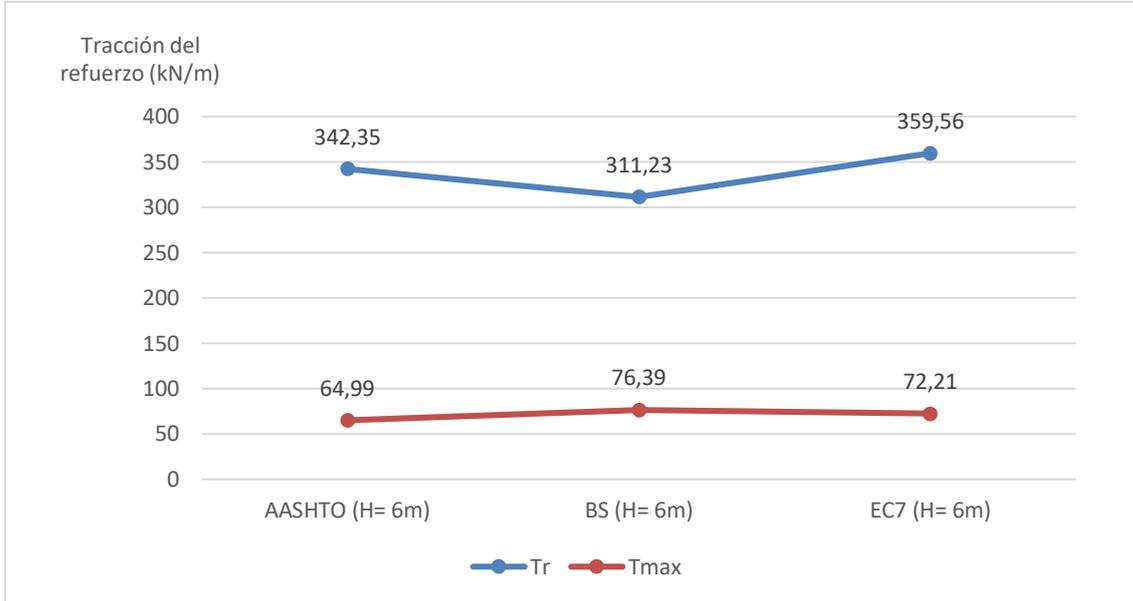


Figura 5.38 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación, H = 6m: valores T_r , T_{max}

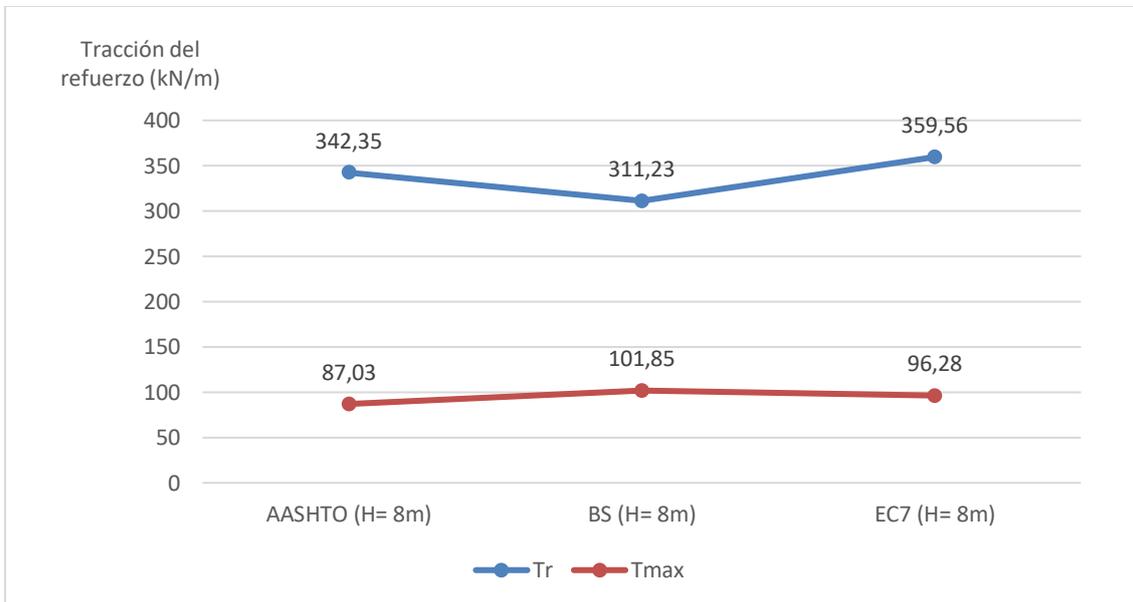


Figura 5.39 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación, H = 8m: valores T_r , T_{max}

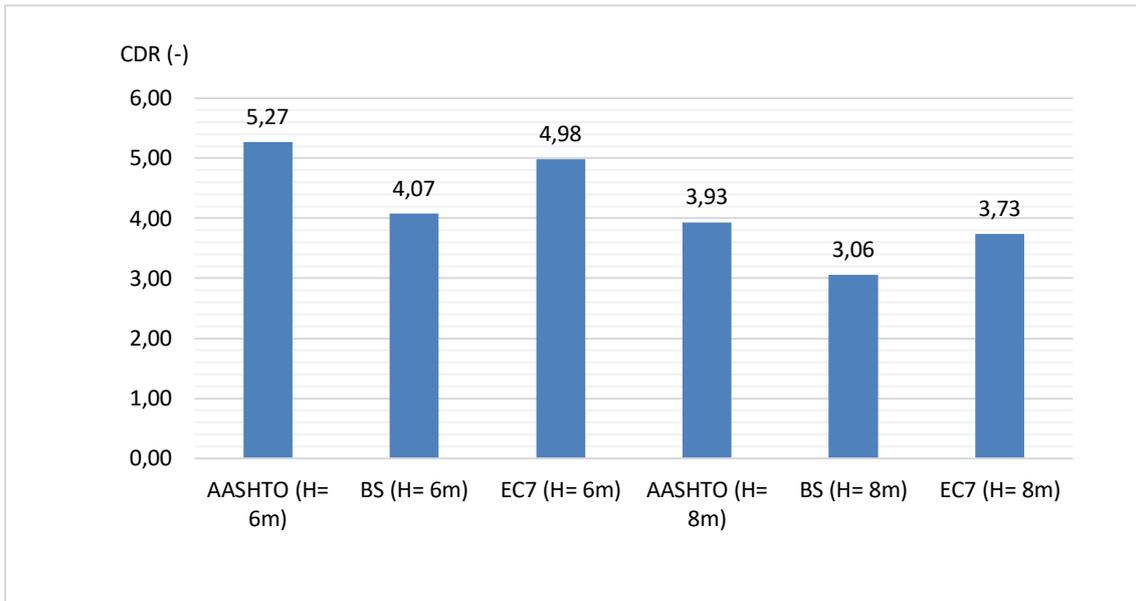


Figura 5.40 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación: valores ratio T_{max}/T_r

Refuerzo inextensible

Los resultados que observamos en la figura 5.41 y figura 5.42 hacen referencia al escenario de “Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobrecarga debido al tráfico de 12kN/m²”. La figura 5.43 representa el factor CDR.

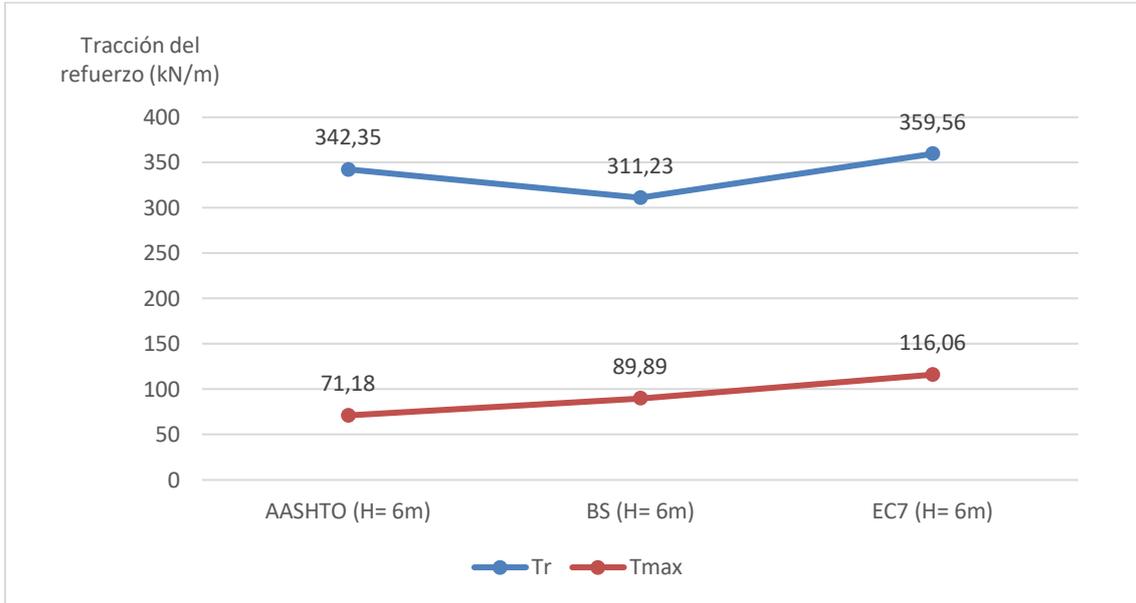


Figura 5.41 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación
Con sobrecarga de tráfico, H = 6m: valores T_r , T_{max}

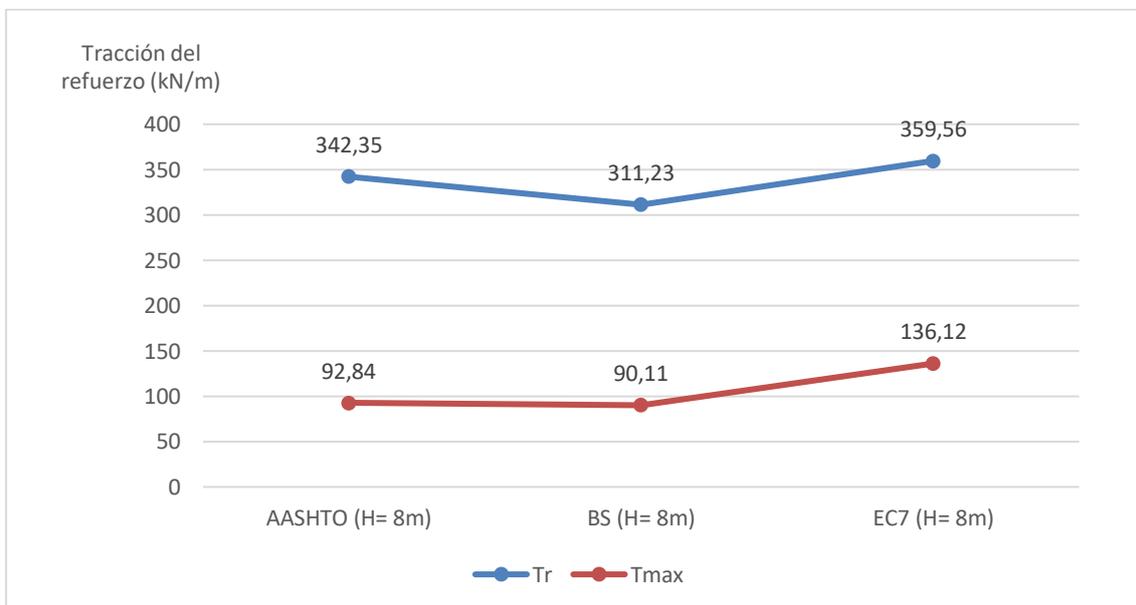


Figura 5.42 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación
Con sobrecarga de tráfico, H = 8m: valores T_r , T_{max}

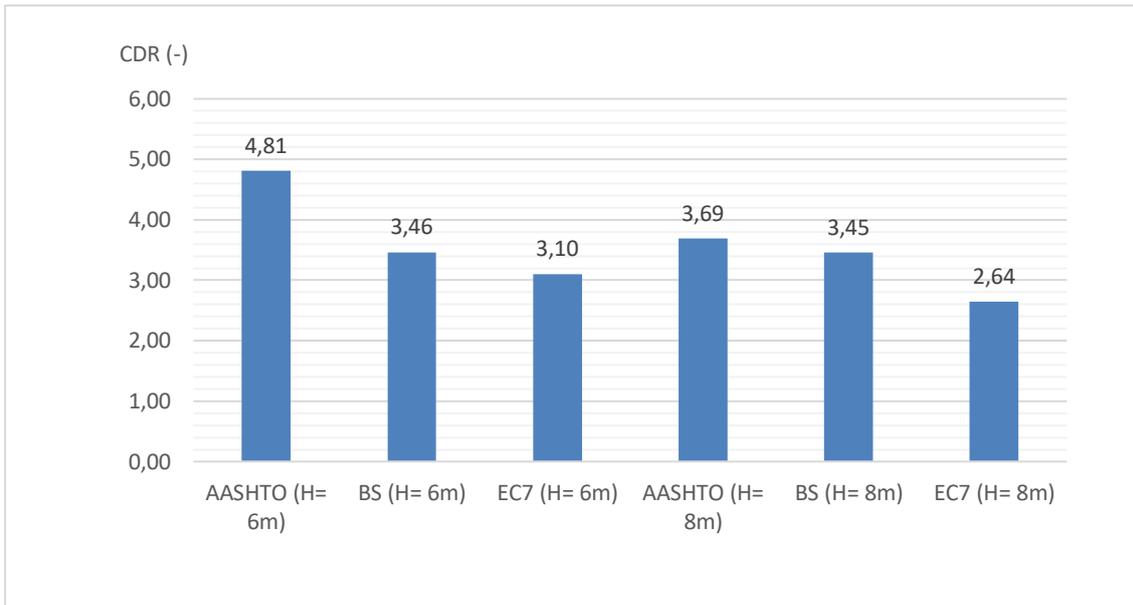


Figura 5.43 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – sin pendiente en coronación
 Con sobrecarga de tráfico: valores ratio T_{max}/T_r

Refuerzo inextensible

Los resultados que observamos en la figura 5.44 y figura 5.45 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 10°”. La figura 5.46 representa el factor CDR.

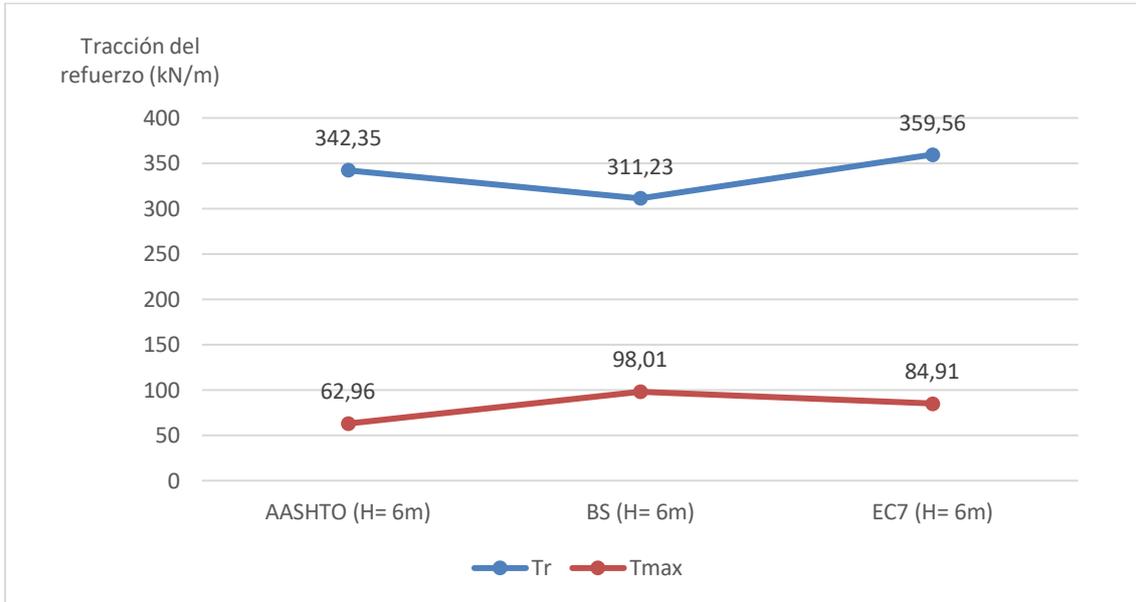


Figura 5.44 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 6m: valores T_r , T_{max}

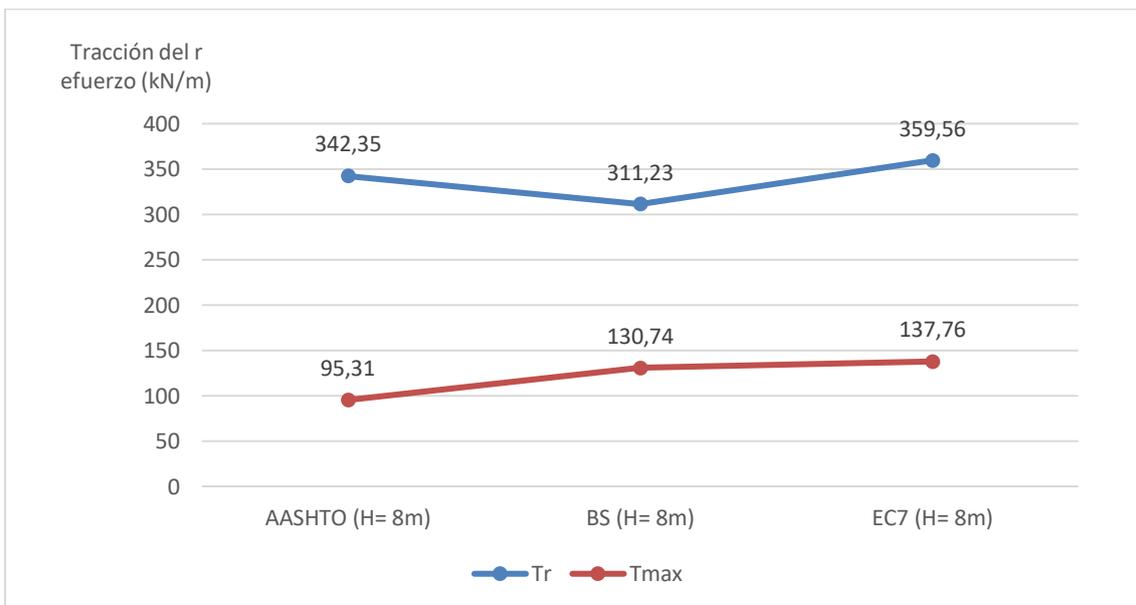


Figura 5.45 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 10°, H = 8m: valores T_r , T_{max}

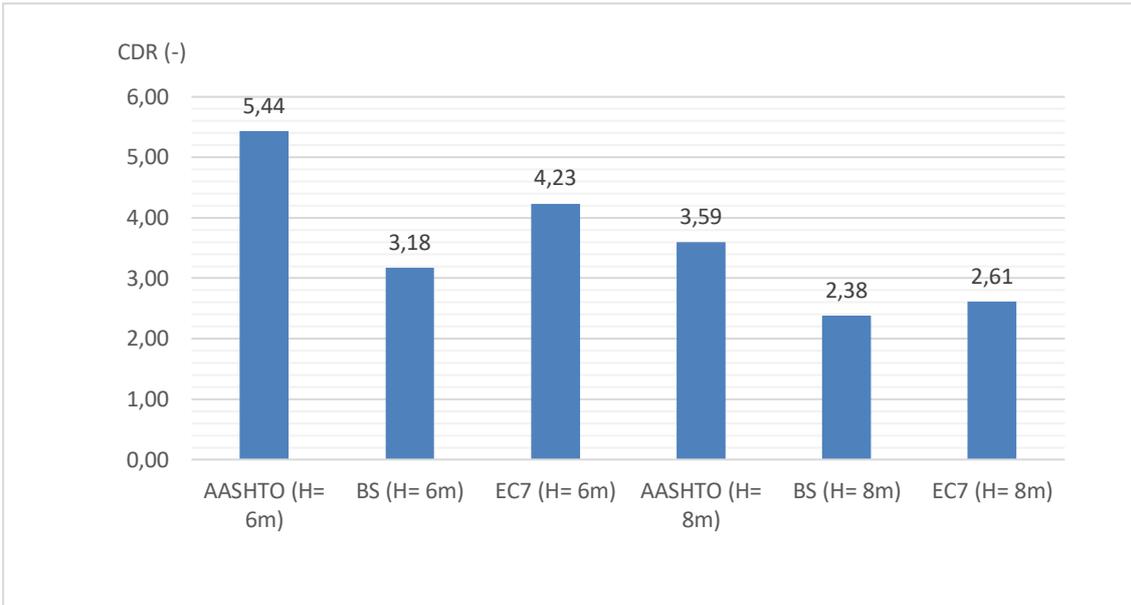


Figura 5.46 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación
Pendiente de 10°: valores ratio T_{max}/T_r

Refuerzo inextensible

Los resultados que observamos en la figura 5.47 y figura 5.48 hacen referencia al escenario de “Muro MSE con pendiente en coronación de 30°”. La figura 5.49 representa el factor CDR.

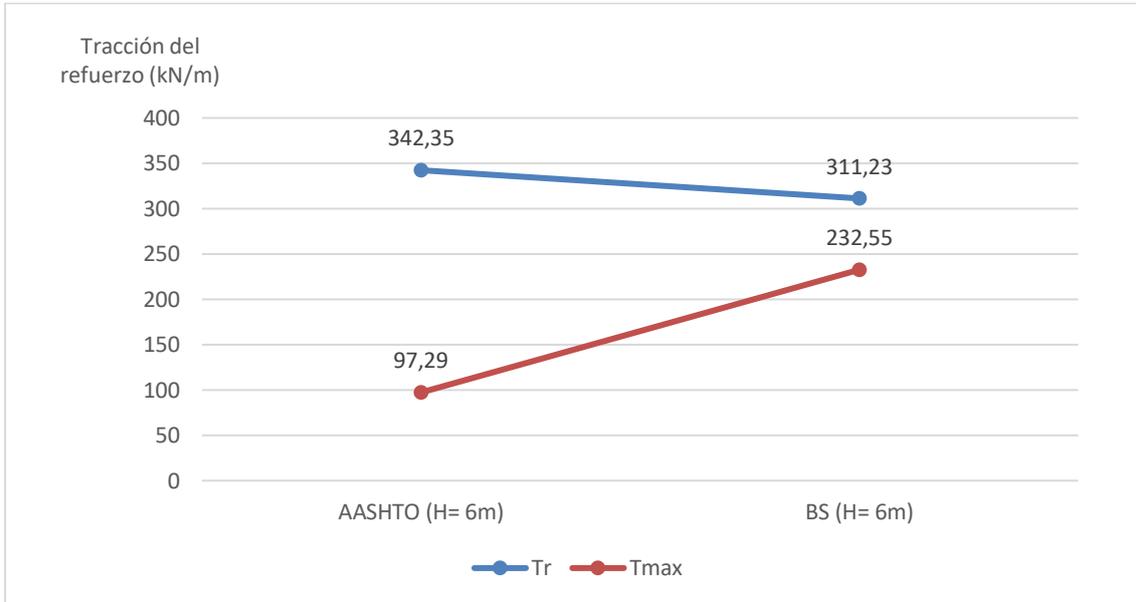


Figura 5.47 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°, H = 6m: valores T_r , T_{max}

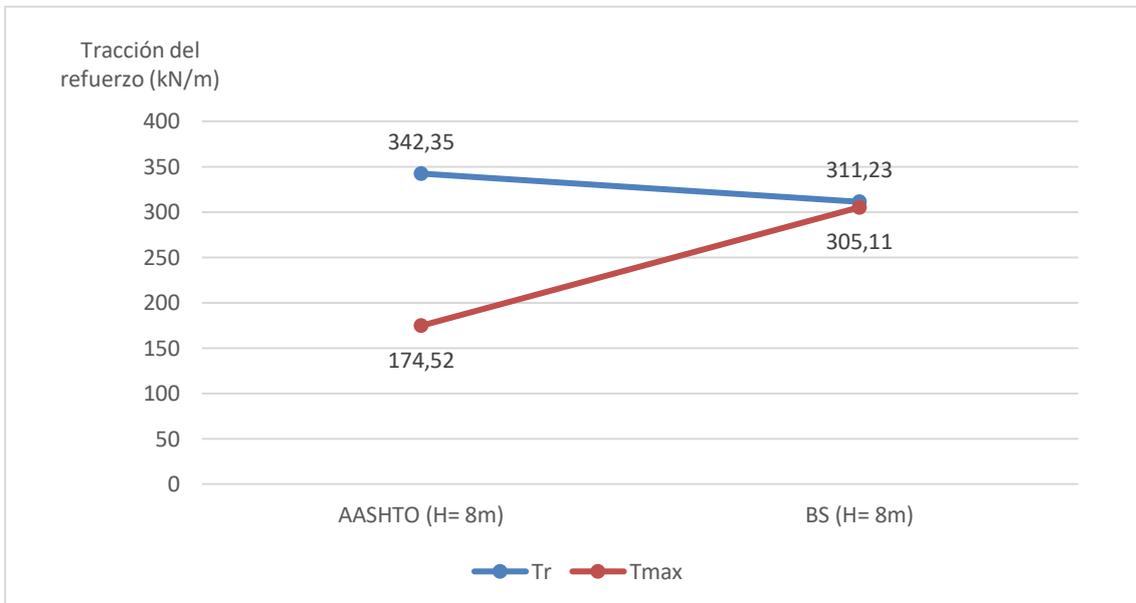


Figura 5.48 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación Pendiente de 30°, H = 8m: valores T_r , T_{max}

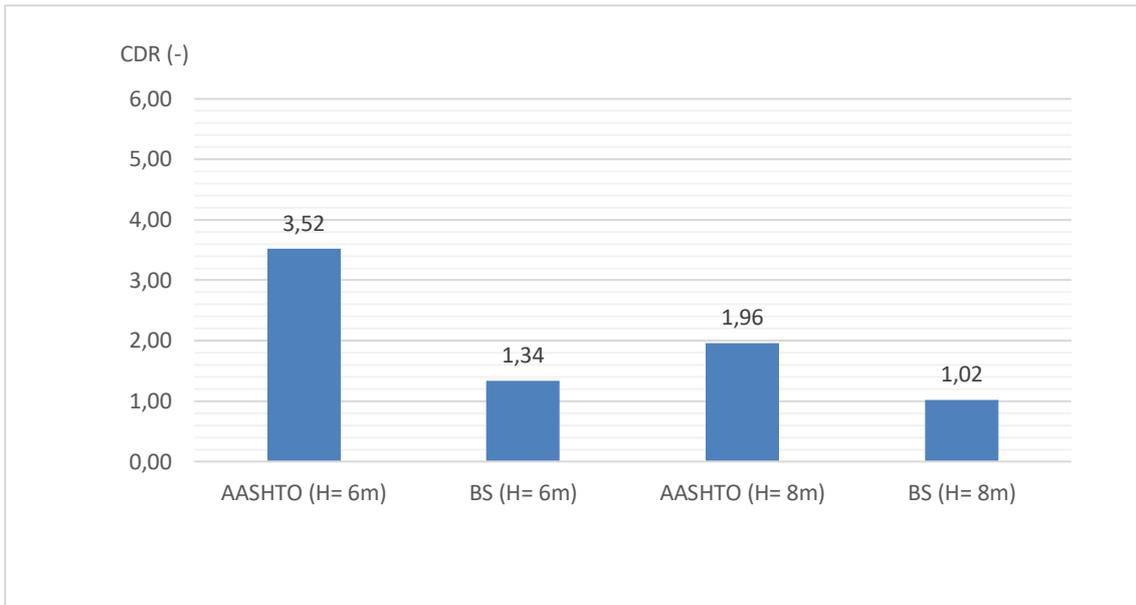


Figura 5.49 Estabilidad interna - refuerzo inextensible – con pendiente en coronación
Pendiente de 30°: valores ratio T_{max}/T_r

5.1.6 Resultados agrupados por norma y diferente escenario

En la figura 5.50 y la figura 5.51 se representa el valor del CDR para un muro de seis (6) metros de altura para las diferentes condiciones de contorno.

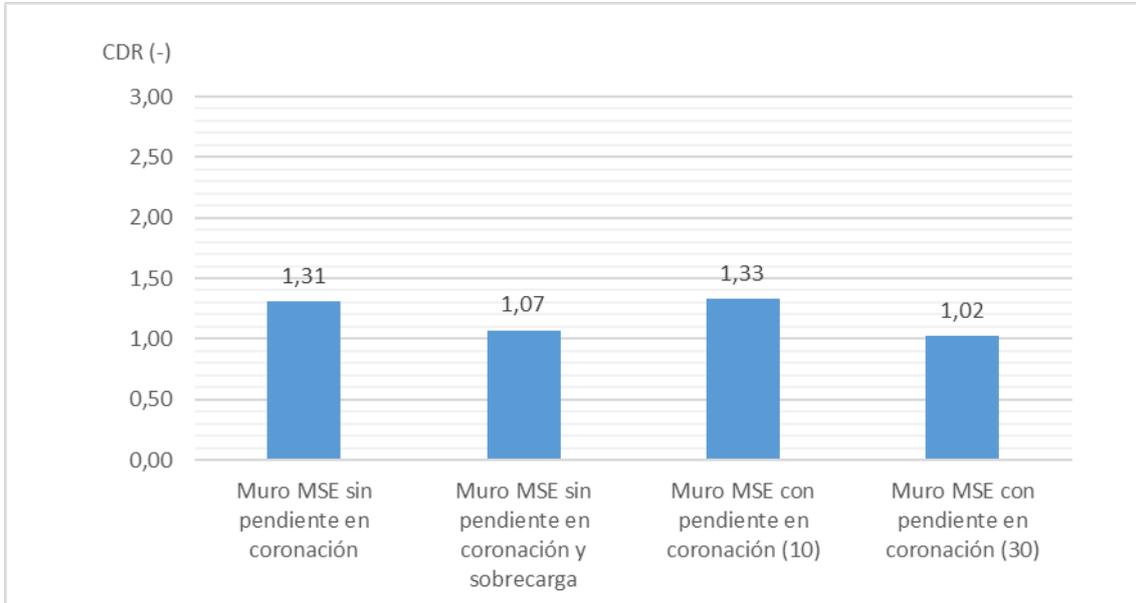


Figura 5.50 Estabilidad al deslizamiento – AASHTO, H = 6m

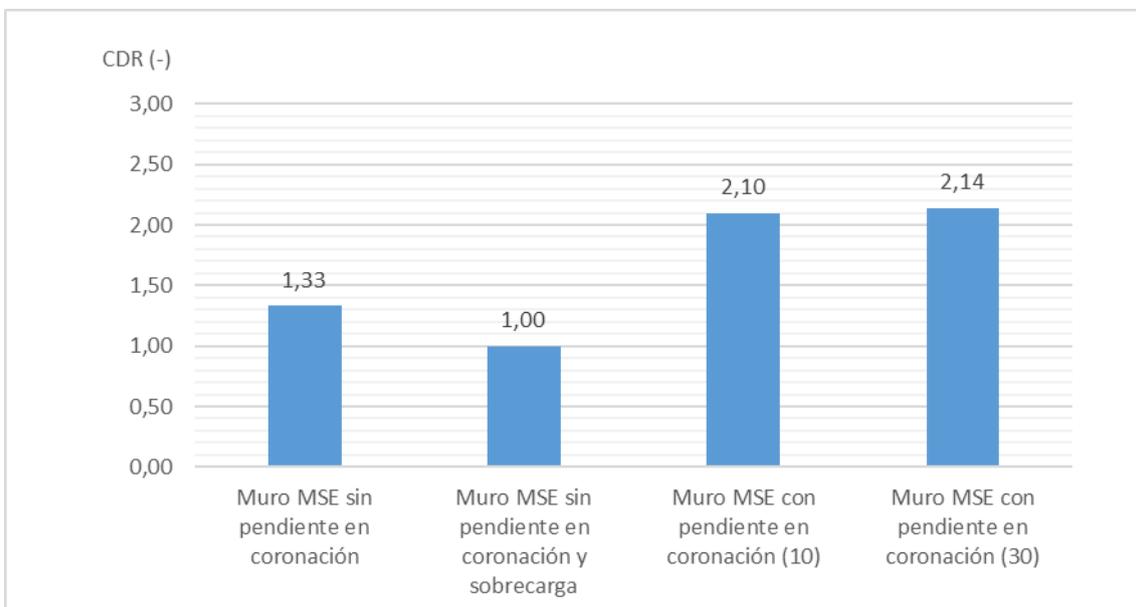


Figura 5.51 Estabilidad al vuelco – AASHTO, H = 6m

En la figura 5.52 representa el valor del CDR para un muro de seis (6) metros de altura para las diferentes condiciones de contorno.

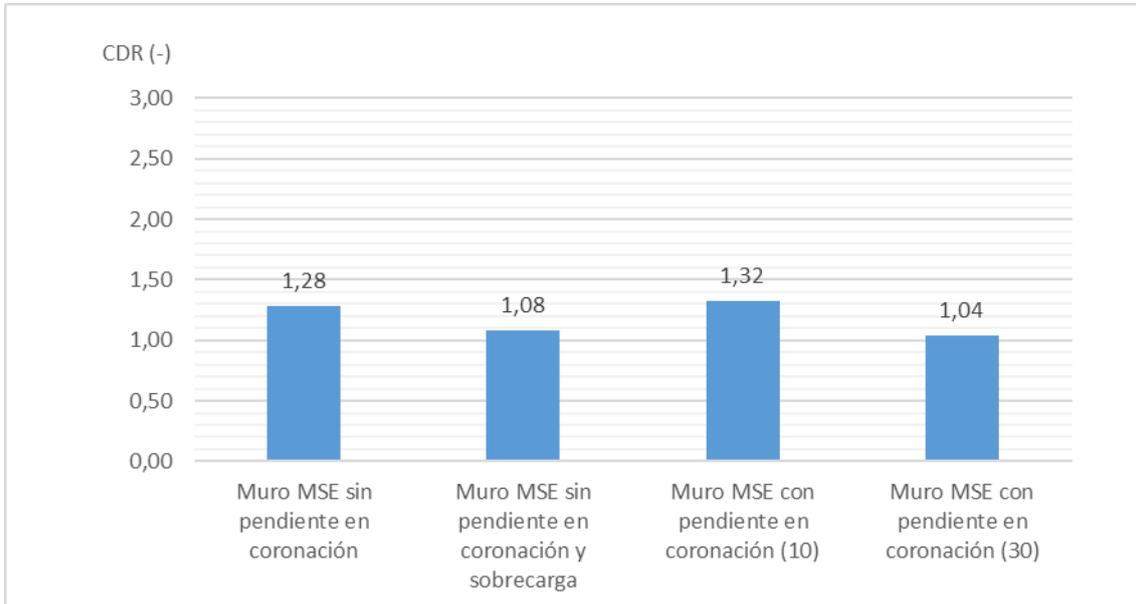


Figura 5.52 Estabilidad al deslizamiento – BS, H = 6m

En la figura 5.53 y la figura 5.54 se representa el valor del CDR para un muro de seis (6) metros de altura para las diferentes condiciones de contorno.

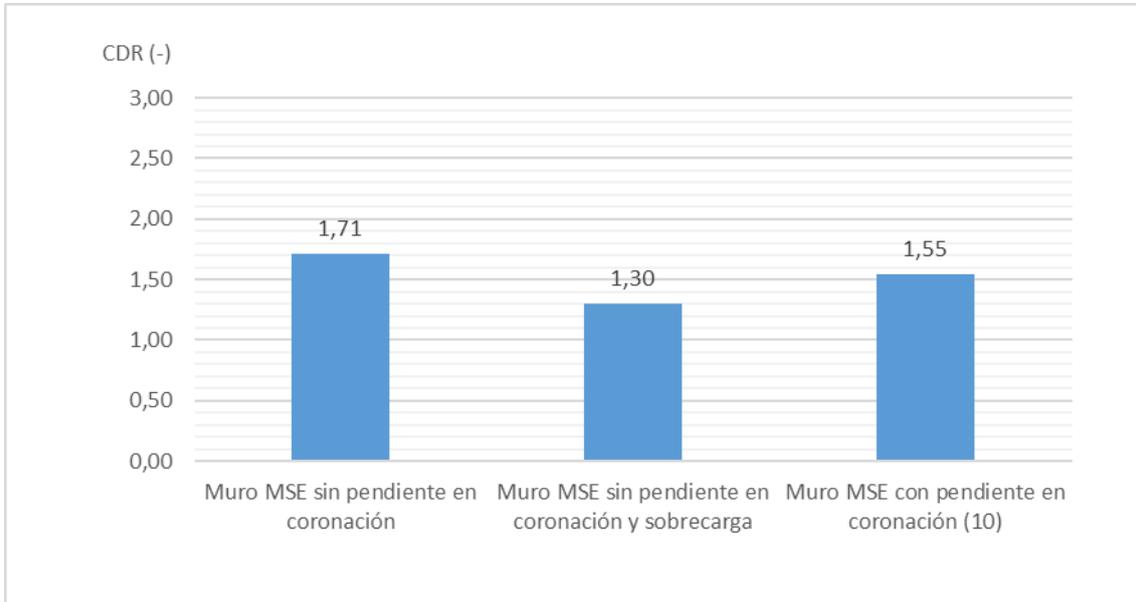


Figura 5.53 Estabilidad al deslizamiento – EC7, H = 6m

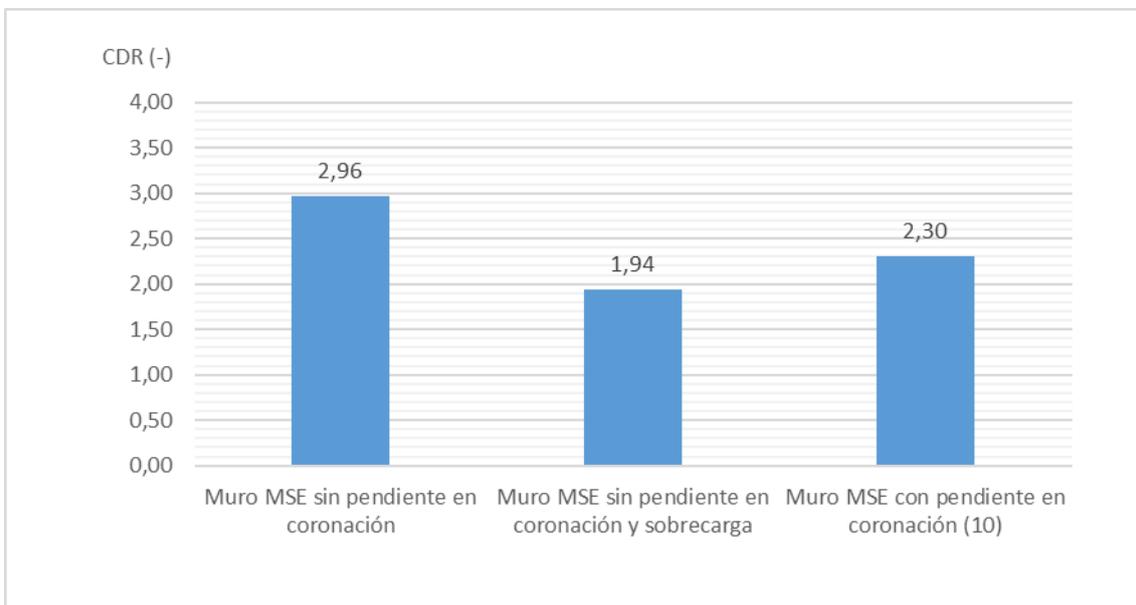


Figura 5.54 Estabilidad al vuelco – EC7, H = 6m

En la figura 5.55 y la figura 5.56 se representa el valor del CDR para un muro de ocho (8) metros de altura para las diferentes condiciones de contorno.

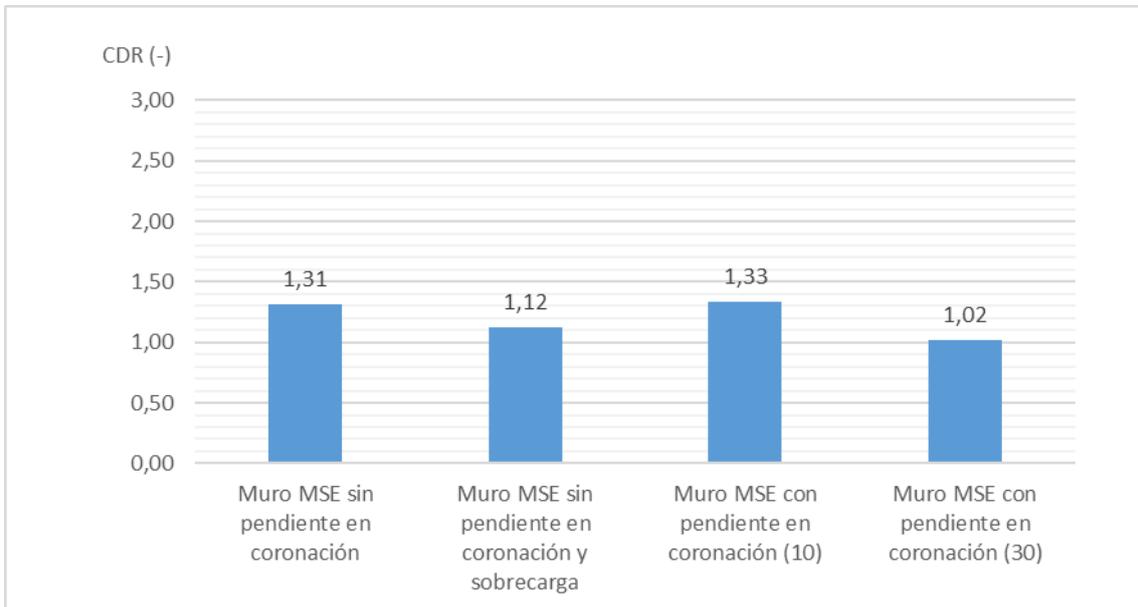


Figura 5.55 Estabilidad al deslizamiento – AASHTO, H = 8m

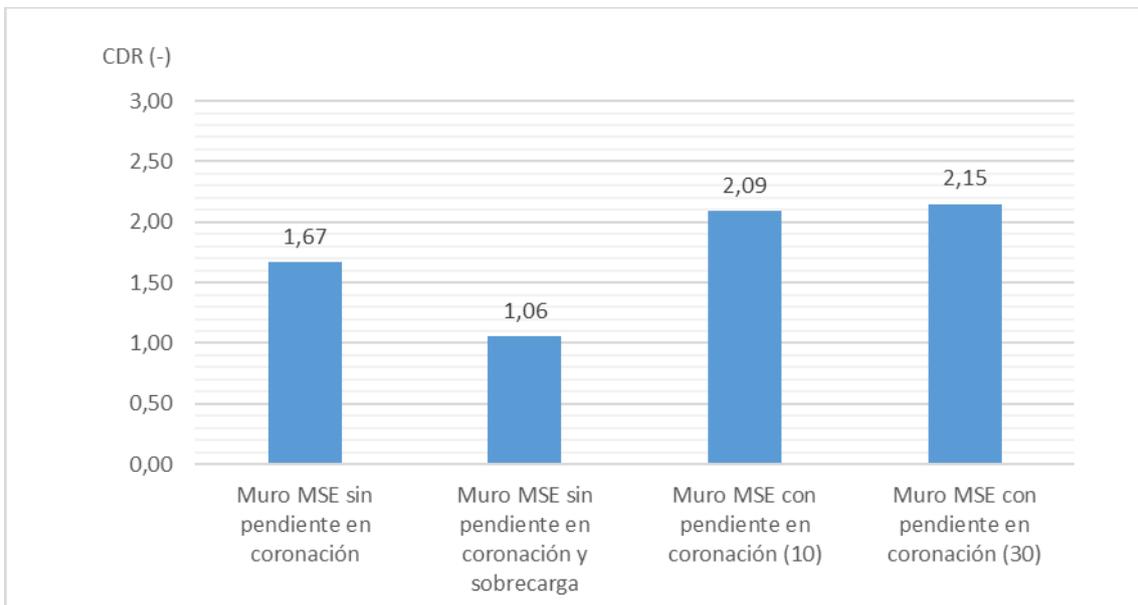


Figura 5.56 Estabilidad al vuelco – AASHTO, H = 8m

En la figura 5.57 se representa el valor del CDR para un muro de ocho (8) metros de altura para las diferentes condiciones de contorno.

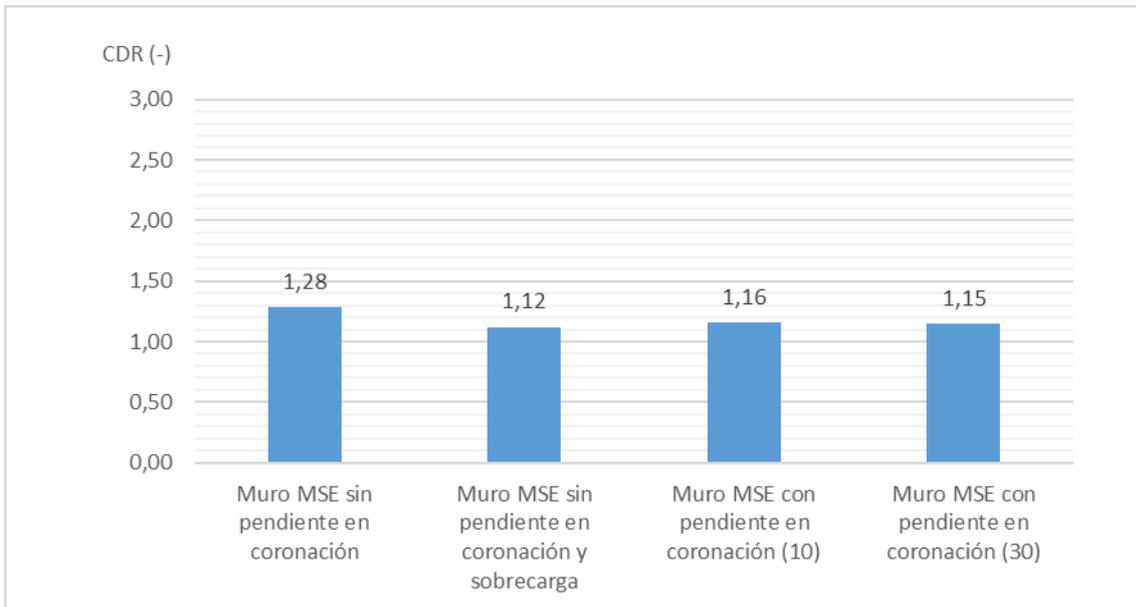


Figura 5.57 Estabilidad al deslizamiento – BS, H = 8m

En la figura 5.58 y la figura 5.59 se representa el valor del CDR para un muro de ocho (8) metros de altura para las diferentes condiciones de contorno.

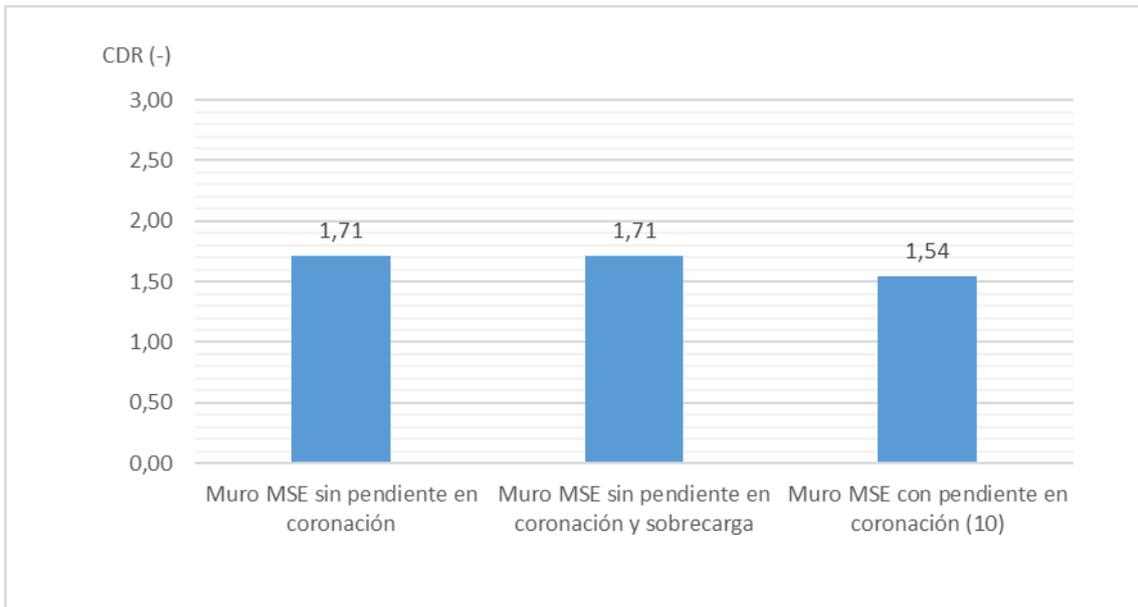


Figura 5.58 Estabilidad al deslizamiento – EC7, H = 8m

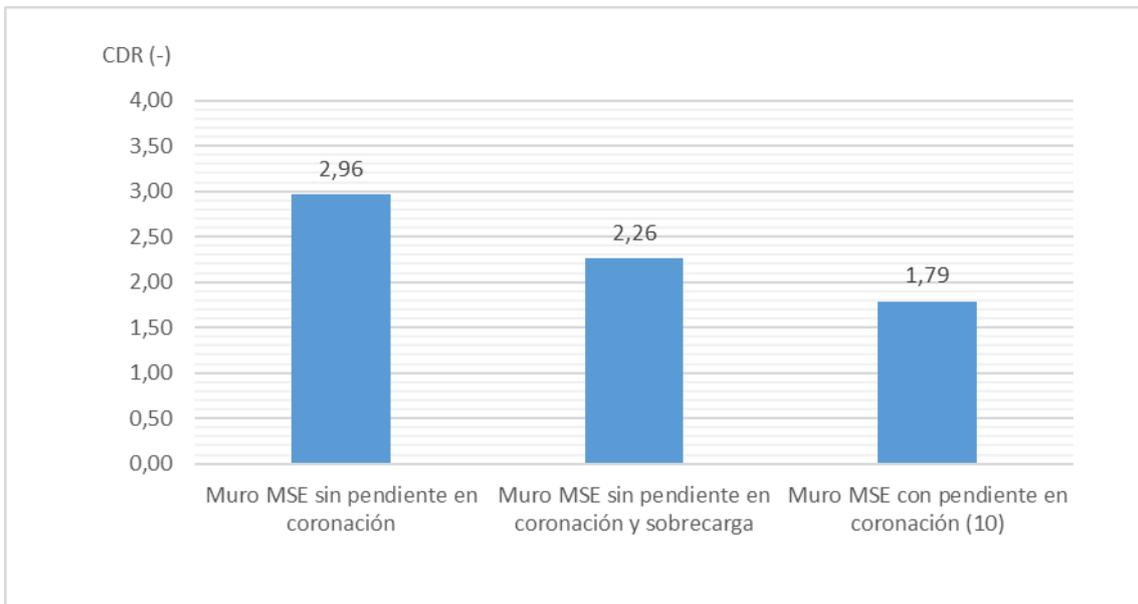


Figura 5.59 Estabilidad al vuelco – EC7, H = 8m



Los cálculos para verificar la estabilidad interna se recogen en los apéndices adjuntados a este documento.

Para el dimensionamiento del muro MSE con refuerzo extensible se han utilizado los materiales representados en la tabla 5.1.4.

Estos valores han sido obtenidos del documento “Determination of the long-term properties for miragrid XT geogrids” de la empresa TenCate Geosynthetics Americas.

El uso de este material nos ha permitido partir de unas condiciones límite. Por ello, el dimensionamiento se ha permitido optimizar en base a estos valores.

Para el dimensionamiento del muro MSE con refuerzo inextensible se han utilizado barras de acero.

Para todos los casos se ha decidido analizar la tensión a tracción obtenida en la última capa el cual da lugar al valor máximo.

➤ Refuerzo extensible

En general, se observa que existe una tendencia similar para los resultados obtenidos. Los resultados demuestran un comportamiento similar para los diferentes escenarios.

Los valores máximos de T_{max} para el diseño de muro con altura de 6 y 8 metros se da en la norma BS 8006-1, en cambio el valor mínimo se da en la norma AASHTO.

La sobrecarga de tráfico incrementa ligeramente la T_{max} en todas.

La pendiente en coronación incrementa considerablemente la T_{max} para los cálculos cuando el muro mide 8 metros. Hay que destacar que la longitud mínima de refuerzo mediante la guía de BS 8006-1 se incrementa para satisfacer la estabilidad externa, es por ello que hay un incremento considerable.

➤ Refuerzo inextensible

Se ha observado que existe una tendencia similar para los resultados para el escenario sin pendiente en coronación y el escenario con sobrecarga de tráfico excepto el diseño bajo los estándares del Eurocódigo 7.

Recordemos que aún sigue en desarrollo y los factores parciales aplicados pueden verse alterados finalmente. Pero hasta el momento, el Eurocódigo 7 aplica un factor parcial de 1,5 a la resultante de la carga debido al tráfico. Es por ello que vemos un incremento de la componente desestabilizadora.

6. Conclusiones y recomendaciones

Las tres normativas realizan cálculos diferentes y verifican tanto la estabilidad externa y la estabilidad interna.

En esta investigación se han realizado todos los cálculos relacionados con las ecuaciones presentadas. Sin embargo, para el escenario cuatro (Muro MSE con pendiente en coronación con 30°) no se ha evaluado el estudio bajo la guía del Eurocódigo.

A partir de los resultados de las comparaciones, se puede determinar que el enfoque de diseño bajo los pasos del Eurocódigo 7 nos proporciona que el actual procedimiento de diseño BS 8006 y AASHTO.

Sin embargo, el desarrollo de la cláusula 9 del Eurocódigo 7 sigue en desarrollo, por lo tanto, este estudio preliminar realizado mediante la guía de la cláusula 9 podría arrojar a resultados diferentes.

El diseño mediante el Eurocódigo 7 establece la posibilidad de elegir las combinaciones a adoptar según las condiciones climatológicas y la localización geográfica en Europa.

En la investigación se ha decidido escoger Gran Bretaña como localización geográfica para realizar el diseño. Es por ello que se han adoptado dos combinaciones (DA1/1 y DA1/2). De las cuales la combinación DA1/2 es la más desfavorable para determinar la estabilidad interna. En cambio, la combinación DA1/1 es la más desfavorable para la estabilidad externa. Los factores

6.1. Altura del muro

La altura (H) del muro ha tenido un impacto considerable en el diseño bajo la estabilidad externa.

Éste incremento de la altura ha supuesto:

- Un incremento de la longitud mínima del refuerzo (24% más)
- Incremento de la componente vertical
- El punto de aplicación de la resultante de fuerzas favorece el estado de equilibrio
- La presión de hundimiento es mayor

El muro con una altura de 6 y 8 metros ha permitido realizar el diseño bajo todos los requisitos establecidos en las diferentes normativas. En cambio, para la normativa BS 8006-1 y el escenario de “muro MSE con pendiente en coronación de 30°” se ha tenido que incrementar la longitud mínima de refuerzo para satisfacer la estabilidad al deslizamiento.

En el apartado 5.1.6 se observa que a diferentes tipos de altura (6 y 8 metros) la tendencia de la capacidad y demanda de las sollicitaciones se mantienen similares.

Incremento de L_{min} que ha padecido para cumplir la estabilidad externa mediante los requerimientos que establece la normativa BS 8006-1:

- Muro de 6 metros: 42%
- Muro de 8 metros: 33%

6.2. Tipo de refuerzo

Los refuerzos han tenido un impacto considerable en el diseño bajo la estabilidad interna.

El diseño del suelo reforzado con el uso de refuerzos extensibles ha permitido optimizar el diseño y no sobredimensionar la estructura. Como se ha visto con anterioridad, tenemos ratios que oscilan entre 1,10-1,50.

El diseño del suelo reforzado con el uso de refuerzos inextensibles no nos ha permitido optimizar tanto. Para nuestro diseño concretamente, las dimensiones que hemos escogido han sido de barras de 11,1mm diámetro posicionadas con una separación transversal y separación longitudinal de 150mm.

Tal como se ha visto en el apartado anterior, las ratios de sobredimensionamiento oscilan entre 1,02-5,50.

Cabe destacar que la producción del acero es más económica y más rápida.

Futuras líneas de investigación que se proponen, se presentan a continuación:

- Evaluación de la normativa francesa NF P94-270.
- Estudio del efecto del nivel freático y consideraciones sísmicas

Con Gran Bretaña en el proceso de abandonar la Unión Europea, actualmente se desconoce qué ocurrirá con respecto a los Eurocódigos. Muchos ingenieros en ejercicio en toda la industria han afirmado que los Eurocódigos aún se adoptarán en el Reino Unido y que aún reemplazarán los Estándares Británicos. Esto es totalmente posible.

Los Eurocódigos son utilizados actualmente por países que no son miembros de la Unión Europea; muchos países amigos han adoptado los Eurocódigos los cuales puede verse como un diseño universal dependiendo del clima y la geología para los cuales se han adaptado los factores parciales y los enfoques de diseño.

Referencias

1. AASHTO 2014. AASHTO LRFD bridge design specifications, 6th Ed. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC., USA.
2. FHWA 2009. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, volume 1. Federal Highway Administration.
3. BSI 2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. 1th Ed. British standards institution.
4. Eurocode 7, 2020. prEN 1997-3 Geotechnical design - Geotechnical structures, SC7 N1373.
5. Eurocode 7, 2019. prEN 1997-3 Geotechnical design - Clause 9.6.5.3, SC7 N1345.
6. Rodríguez Miranda, M.A. y Villarroel, J.M. (1978). La tierra armada utilizada en la cimentación de una estructura en suelos blandos. Revista de Obras Públicas
7. Jara Mori, G.A. 2008, Estudio de la aplicabilidad de materiales compuesto al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. Tesis doctoral.
8. AA. VV., 2011. UNE-EN 14475 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Relleno reforzado, 1ª Ed.
9. Allen, T., Christopher, B., Elias, V. y DiMaggio, J. 2001. Development of the simplified method for internal stability, design of mechanically stabilized earth walls. Informe de investigación
10. Deb, K., 2014. Mod-01 Lec-30 Reinforced Retaining Wall. Disponible en: <https://nptel.ac.in/> o <https://www.youtube.com/watch?v=Bu5jehcXjzs>
11. Rajagopal, K., 2013. Mod-01 Lec-17 Design example of reinforced soil retaining. Disponible en: <https://nptel.ac.in/> o www.youtube.com/watch?v=eNTWT-LYCjk
12. Tencate Geosynthetics Americas, 2014. Determination of the long-term properties for Miragrid® XT Geogrids. Informe técnico sobre las propiedades del refuerzo geosintético. Disponible en: www.tencategeo.us/v-Gfvw



APÉNDICES CÁLCULOS Y RESULTADOS

APÉNDICE A.- PARÁMETROS Y REQUISITOS DEL PROYECTO

A continuación, se presenta de manera resumida los datos geométricos y requisitos, así como los valores de la constante de Rankine de los diferentes escenarios de nuestro proyecto.

Parámetros Geométricos y requisitos	
Altura del muro expuesta (m)	6 y 8
Separación vertical (refuerzos) (m)	0,75
Sobre Carga Tráfico (kN/m ²)	12
Vida útil (años)	100

Parámetros del Suelo	
Peso específico del suelo cimentación (kN/m ³)	20
Peso específico del suelo relleno(kN/m ³)	20
Angulo de fricción relleno	34°
Angulo de fricción detrás	30°

Parámetros de Rankine		
Localización	Ka	Observaciones
Dentro del relleno	0,283	con ángulo interno 34° y sin pendiente en coronación
	0,294	con ángulo interno 34° y con pendiente en coronación (beta 10)
	0,478	con ángulo interno 34° y con pendiente en coronación (beta 30)
Detrás del relleno	0,333	con ángulo interno 30° y sin pendiente en coronación
	0,866	con ángulo interno 30° y con pendiente en coronación (beta 10)
	0,349	con ángulo interno 30° y con pendiente en coronación (beta 30)

Se considerará oportuno el uso de los siguientes polímeros para el diseño del muro con refuerzo extensible.

Geogrid	2XT	3XT	5XT	7XT	8XT	10XT	20XT	22XT	24XT
Tult (kN/m)	13,89	24,30	32,62	40,94	51,36	65,91	95,10	142,65	190,21

Refuerzos extensibles

Cálculo del coeficiente del empuje al reposo.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 34 = 0,44$$

APÉNDICE B.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION Y PARAMENTO DE 6 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

$$D = H/20 = 0,3 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 4,2 \text{ m}$$

El diseño debe considerar las combinaciones de carga que se muestran en la siguiente tabla para los estados límite.

Combinaciones de carga	EV	EH	LL
Strength I	1,35	1,5	1,75
Strength II	1	0,9	1,75

Combinación de cargas

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Fuerzas	Tipo de carga	Brazo palanca
V1	EV	L/2
F1	EH	H/3

Tabla de cargas y momentos

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca(m)	Momento	Resultado (kN·m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
F1	132,17	2,1	MF1	277,55

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca(m)	Momento	Resultado (kN·m)
V1	504	2,1	MV1	1058,4
F1	119,88	2	MF1	239,76

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral	kN	198,25	118,95
Carga vertical	kN	714,42	529,2
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	260,03	192,61
Resistencia al deslizamiento	kN	260,03	192,61
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	192,61	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	198,25	
CDR	dim	1,31	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral	kN	179,82	107,89
Carga vertical	kN	680,4	504
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	247,65	183,44
Resistencia al deslizamiento	kN	247,65	183,44
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	183,44	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	179,82	
CDR	dim	1,38	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total	kN	714,42	529,20
Momento estabilizador	kN·m	1500,28	1111,32
Momento desestabilizador	kN·m	416,33	249,80
Momento resultante, Memin - Mdmax	kN·m	694,99	
Punto de aplicación	m	1,31	
Excentricidad, eL	m	0,79	
Límite de excentricidad	m	1,05	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total	kN	714,42	529,20
Momento estabilizador, Me	kN·m	1500,28	1111,32
Momento desestabilizador, Md	kN·m	416,33	249,80
Momento resultante, Memax - Mdmax	kN·m	1083,95	
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	1,52	
Excentricidad	m	0,58	
Límite de excentricidad	m	1,05	
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si	
Distribución de tensiones	kN/m ²	235,43	
Capacidad de soporte	kN/m ²	790,128	
CDR	dim	2,18	
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	Lmin (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,283	1	0,283	4,2	3,0	1,2
1,5	0,283	1	0,283	4,2	2,6	1,8
2,25	0,283	1	0,283	4,2	2,2	2,0
3	0,283	1	0,283	4,2	1,8	2,4
3,75	0,283	1	0,283	4,2	1,4	2,8
4,5	0,283	1	0,283	4,2	1,0	3,2
5,25	0,283	1	0,283	4,2	0,6	3,6
6	0,283	1	0,283	4,2	0,2	4,0
6,3	0,283	1	0,283	4,2	0,0	4,2

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	Cota (m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	15	1,125	0,283	5,73	6,45
2	1,5	30	0,75	0,283	11,46	8,60
3	2,25	45	0,75	0,283	17,19	12,89
4	3	60	0,75	0,283	22,92	17,19

Capa	Cota (m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
5	3,75	75	0,75	0,283	28,65	21,49
6	4,5	90	0,75	0,283	34,38	25,79
7	5,25	105	0,75	0,283	40,12	30,09
8	6	120	0,75	0,283	45,85	34,38
9	6,3	126	1,125	0,283	48,14	54,16

Tabla de resultados de Tmax

Cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Le, req (m)	ratio
0,75	0,45	1,00	1,25
1,5	0,45	1,77	1,01
2,25	0,45	1,77	1,16
3	0,45	1,77	1,38
3,75	0,45	1,77	1,61
4,5	0,45	1,77	1,83
5,25	0,45	1,77	2,06
6	0,45	1,77	2,28
6,3	0,45	2,65	1,58

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	T_{al}	$T_{al} \cdot \varphi$	Tmax	ratio
1	2XT	15,27	13,75	6,45	2,13
2	2XT	15,27	13,75	8,60	1,60
3	2XT	15,27	13,75	12,89	1,07
4	3XT	26,73	24,06	17,19	1,40
5	3XT	26,73	24,06	21,49	1,12
6	5XT	35,88	32,29	25,79	1,25
7	5XT	35,88	32,29	30,09	1,07
8	7XT	45,04	45,04	34,38	1,31
9	10XT	72,50	65,25	54,16	1,20

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÀLICO

Cálculo de área de la sección del refuerzo tras la pérdida por corrosión.

Ítem	Años
Vida útil de diseño	100
vida útil zinc	16
vida útil acero	84

Parámetros de diseño

Ítem	t(mm)	st (mm)	pendiente	10(t/st)	20(t/st)	D*(mm)	Ac(mm ²)
w11	9,5	150	0,106	0,633	1,267	7,494	44,113
w15	11,1	150	0,123	0,740	1,480	9,094	64,959
w20	12,8	150	0,142	0,853	1,707	10,794	91,514

Sección del refuerzo tras pérdida por corrosión

Tal(N/mm)	2633,47
Tal factorizado	342,35

Tmax para w15

Cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,283	2,337	0,661	4,2	1,9	2,3
1,5	0,283	2,175	0,615	4,2	1,9	2,3
2,25	0,283	2,012	0,569	4,2	1,9	2,3
3	0,283	1,849	0,523	4,2	1,9	2,3
3,75	0,283	1,686	0,477	4,2	1,5	2,7
4,5	0,283	1,524	0,431	4,2	1,1	3,1
5,25	0,283	1,361	0,385	4,2	0,6	3,6
6	0,283	1,198	0,339	4,2	0,2	4,0
6,3	0,283	1,200	0,340	4,2	0,0	4,2

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	Cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	15	1,125	0,661	13,39	15,07
2	1,5	30	0,75	0,615	24,92	18,69
3	2,25	45	0,75	0,569	34,59	25,94
4	3	60	0,75	0,523	42,38	31,79
5	3,75	75	0,75	0,477	48,32	36,24
6	4,5	90	0,75	0,431	52,38	39,29
7	5,25	105	0,75	0,385	54,59	40,94
8	6	120	0,75	0,339	54,92	41,19
9	6,3	126	1,125	0,340	57,77	64,99

Tabla de resultados de Tmax

Cota(m)	$Y=-0,123 \cdot X+1,48$ (F*)	Le, req (m)	ratio
0,75	1,3875	2,01	1,15
1,5	1,295	1,34	1,73
2,25	1,2025	1,33	1,73
3	1,11	1,33	1,74

Cota(m)	$Y=-0,123 \cdot X+1,48$ (F*)	Le, req (m)	ratio
3,75	1,0175	1,32	2,02
4,5	0,925	1,31	2,38
5,25	0,8325	1,30	2,74
6	0,74	1,29	3,12
6,3	0,703	2,04	2,06

Verificación Pull-out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo.

$$D = H/20 = 0,3 \text{ m} , L_{min} = 0.70H = 4,2 \text{ m}$$

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca(m)	Momento	Resultado (kN·m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
F1	132,17	2,1	MF1	277,55

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca(m)	Momento	Resultado (kN·m)
V1	504,00	2,1	MV1	1058,4
F1	119,88	2	MF1	239,76

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	198,25
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	529,2
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
término desestabilizador	kN	237,9
término estabilizador	kN	305,53
CDR	dim	1,28
¿Se cumple la condición?	-	Si

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	179,82
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	504
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parámetro de interacción	dim	1
término desestabilizador	kN	215,78
término estabilizador	kN	290,98
CDR	dim	1,35
¿Se cumple la condición?	-	Si

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	793,8
Momento estabilizador, M_e	kN·m	1666,98
Momento desestabilizador, M_d	kN·m	416,33
Momento resultante, $M_{max} - M_{dmax}$	kN·m	1250,65
Punto de aplicación, $a = M_r/V_{max}$	m	1,58
Excentricidad	m	0,52
Límite de excentricidad	m	1,05
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si
L, longitud de refuerzo	m	4,2
q_r , capacidad de soporte	kN/m ²	251,92
q_{ult} , capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1051,2
f_{ms} , factor parcial aplicado a q_{ult}	dim	1,35
q_{ult} factorizada	kN/m ²	784,67
CDR	dim	3,11
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota(m)	Svt(m)	F1 (m)	V1 (m)	e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
1	0,75	1,125	1,59	63	0,01	94,50	4,19	22,57	7,19
2	1,5	0,75	6,37	126	0,03	189,00	4,15	45,55	9,67
3	2,25	0,75	14,33	189	0,06	283,50	4,09	69,38	14,73
4	3	0,75	25,47	252	0,10	378,00	4,00	94,55	20,07
5	3,75	0,75	39,80	315	0,16	472,50	3,88	121,65	25,82
6	4,5	0,75	57,31	378	0,23	567,00	3,75	151,39	32,13
7	5,25	0,75	78,00	441	0,31	661,50	3,58	184,73	39,21
8	6	0,75	101,88	504	0,40	756,00	3,39	222,91	47,31
9	6,3	1,125	112,32	529,2	0,45	793,80	3,31	239,92	76,39

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr (kN/m)	Tr/Tmax
1	0,75	7,19	13,89	1,93
2	1,5	9,67	13,89	1,44
3	2,25	14,73	24,30	1,65
4	3	20,07	24,30	1,21
5	3,75	25,82	32,62	1,26
6	4,5	32,13	40,94	1,27
7	5,25	39,21	40,94	1,04
8	6	47,31	51,36	1,09
9	6,3	76,39	95,10	1,25

Dimensionamiento y comprobación de ruptura del refuerzo

Rc	1
fp	1,3
fn	1
mu	0,4722
Ffs	1
gamma	20

Parámetros para la comprobación Pull-out

Estabilidad Local de la cuña interna

Capa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr (kN/m)	Pull-out (kN/m)	Min (Tr, Pull-out)
1	0,75	2,95	1,25	13,89	6,80	6,80
2	1,5	2,55	1,65	13,89	17,95	13,89
3	2,25	2,15	2,05	24,30	33,45	24,30
4	3	1,75	2,45	24,30	53,29	24,30
5	3,75	1,36	2,84	32,62	77,47	32,62
6	4,5	0,96	3,24	40,94	106,00	40,94
7	5,25	0,56	3,64	40,94	138,88	40,94
8	6	0,16	4,04	51,36	176,10	51,36
9	6,3	0,00	4,20	95,10	192,20	95,10
					$\sum Min(Tr, Pull-out)$	330,25
θ	64°					
B (m)	3,07					
Q (kN)	0,00					
V (kN)	290,37					
$\sum F$	167,65				$\sum Min(Tr, Pull-out) / \sum F$	1,97

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÀLICO

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (m)	V1 (m)	e(m)	Rv (kN)	L-2e (m)	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
1	0,75	1,125	1,59	63	0,01	94,50	4,19	22,57	10,67
2	1,5	0,75	6,37	126	0,03	189,00	4,15	45,55	13,69
3	2,25	0,75	14,33	189	0,06	283,50	4,09	69,38	19,83
4	3	0,75	25,47	252	0,10	378,00	4,00	94,55	25,64
5	3,75	0,75	39,80	315	0,16	472,50	3,88	121,65	31,19
6	4,5	0,75	57,31	378	0,23	567,00	3,75	151,39	36,59
7	5,25	0,75	78,00	441	0,31	661,50	3,58	184,73	41,93
8	6	0,75	101,88	504	0,40	756,00	3,39	222,91	47,31
9	6,3	1,125	112,32	529,2	0,45	793,80	3,31	239,92	76,39

Tabla de resultados de Tmax

$$T_{max} = 76,39 \text{ kN/m} < T_r = 311,23 \text{ kN/m}$$

Capa	Cota(m)	La (m)	Le (m)	Le, req (m)
1	0,75	1,77	2,44	0,80
2	1,5	1,64	2,56	0,49
3	2,25	1,52	2,69	0,45
4	3	1,39	2,81	0,42
5	3,75	1,27	2,94	0,39
6	4,5	0,90	3,30	0,34
7	5,25	0,53	3,68	0,30
8	6	0,15	4,05	0,27
9	6,3	0,00	4,20	0,40

Verificación Pull out

EUROCÓDIGO 7

Se debe de satisfacer la ecuación fundamental para el estado límite.

La ecuación fundamental para el estado limite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

En el Eurocódigo permite elegir el estado límite que debe satisfacer el diseño. Por lo tanto, el diseño se ha según las combinaciones DA1 y DA2. Los cuales implican el uso de los siguientes factores.

Acción (carga)		A1	A2
Permanente	Desfavorable	1,35	1
	Favorable	1	1
Variable	Desfavorable	1,5	1,3
	Favorable	0	0

Factor parcial de carga según Eurocódigo 7

Parámetro de suelo	M1	M2
ángulo de rozamiento interno	1	1,25
cohesión efectiva	1	1,25
resistencia corte sin drenaje	1	1,4

Factores parciales según Eurocódigo 7

Estos factores implican la modificación de las acciones y de los parámetros del suelo.

Ítem	M1	M2	Observaciones
ángulo	34	28,35	ángulo interno
ángulo	30	24,8	ángulo detrás del relleno
Ka	0,283	0,356	Ka en función del ángulo interno
Ka	0,333	0,409	Ka en función del ángulo detrás del relleno
Ka	0,349	0,435	Ka en función del ángulo interno y con pendiente en coronación de 10°
μ_{base}	0,577	0,462	componente friccional

Brinch-Hansen	
ángulo	24,8
Nq	10,7
N γ	10,9
dq	1
qult	522

Brinch-Hansen	
ángulo	30
Nq	18,4
N γ	22,4
dq	1
qult	1051,2

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
F1	132,30	2,1	MF1	277,83

Tabla de resultados considerando DA1

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
F1	162,38	2,1	MF1	341,01

Tabla de resultados considerando DA2

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Carga lateral	kN	178,61	162,38
Carga vertical	kN	529,20	529,20
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	305,53	244,43
CDR	dim	1,71	1,51

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador	kN·m	1111,32	1111,32
Momento desestabilizador	kN·m	375,07	341,01
CDR	dim	2,96	3,26

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador, Me	kN·m	1111,32	1111,32
Momento desestabilizador, Md	kN·m	375,07	341,01
Punto de aplicación, x	m	1,39	1,46

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Excentricidad, e	m	0,71	0,64
L-2e	m	2,7825	2,91
Tensión máx.	kN/m ²	190,19	181,78
Capacidad de soporte, qu	kN/m ²	1051,2	522
CDR	dim	5,53	2,87

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

Capa	Cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)
1	0,75	1,125	1,88	63
2	1,5	0,75	7,50	126
3	2,25	0,75	16,88	189
4	3	0,75	30,00	252
5	3,75	0,75	46,88	315
6	4,5	0,75	67,50	378
7	5,25	0,75	91,88	441
8	6	0,75	120,00	504
9	6,3	1,125	132,30	529,2

Resultados de carga s in factorizar

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

e (m)	Rv (kN)	L-2e (m)	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	85,05	4,19	20,32	6,46
0,03	170,10	4,14	41,08	8,71
0,07	255,15	4,07	62,75	13,31
0,12	340,20	3,96	85,87	18,21
0,19	425,25	3,83	111,09	23,56
0,27	510,30	3,66	139,26	29,53
0,36	595,35	3,47	171,53	36,37
0,48	680,40	3,25	209,51	44,42
0,53	714,42	3,15	226,80	72,13

Diseño considerando DA1

Capa	Cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,46	13,89	2,15
2	1,5	8,71	13,89	1,59
3	2,25	13,31	13,89	1,04

Capa	Cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
4	3	18,21	13,89	0,76
5	3,75	23,56	24,30	1,03
6	4,5	29,53	24,30	0,82
7	5,25	36,37	32,62	0,90
8	6	44,42	40,94	0,92
9	6,3	72,13	65,91	0,91

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

e (m)	Rv (kN)	L-2e (m)	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	63,00	4,19	15,05	6,03
0,03	126,00	4,14	30,43	8,13
0,07	189,00	4,07	46,48	12,41
0,12	252,00	3,96	63,61	16,98
0,19	315,00	3,83	82,29	21,97
0,27	378,00	3,66	103,16	27,55
0,36	441,00	3,47	127,06	33,93
0,48	504,00	3,25	155,19	41,44
0,53	529,20	3,15	168,00	67,29

Diseño considerando DA2

Capa	Cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,03	13,89	2,30
2	1,5	8,13	13,89	1,71
3	2,25	12,41	13,89	1,12
4	3	16,98	24,30	1,43
5	3,75	21,97	24,30	1,11
6	4,5	27,55	32,62	1,18
7	5,25	33,93	40,94	1,21
8	6	41,44	51,36	1,24

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

Capa	Cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le, req DA2
1	0,75	2,95	1,25	0,73	0,68
2	1,5	2,55	1,65	0,37	0,35
3	2,25	2,15	2,05	0,31	0,29
4	3	1,75	2,45	0,26	0,25
5	3,75	1,36	2,84	0,23	0,22
6	4,5	0,96	3,24	0,21	0,20
7	5,25	0,56	3,64	0,20	0,19
8	6	0,16	4,04	0,19	0,18
9	6,3	0,00	4,20	0,29	0,27

Verificación Pull out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÀLICO

	Ku	Ky	a(micro)		n	
			sin nf	nf	sin nf	nf
galvanizado	2	1,5	25	40	0,65	0,6
no galvanizado	2,5	2			0,8	0,75

Tabla parámetros para la corrosión para refuerzo metálico

Design life (años)	100
Ym0 (dim)	1
Ym2 (dim)	1,25
Yrd0 (dim)	1,1
Yrd2 (dim)	1
Fy (N/mm2)	450
Fu (N/mm2)	550
D (mm)	11,1
ezinc(mm)	0,086
Ae (mm)	0,41
Ae min (mm)	0,00

A0(mm2)	96,769
Ar,y(mm2)	96,769
Ar,u(mm2)	96,769
Rd1 (N)	39587,280
Rd2 (N)	42578,319
Rd (kN/m)	359,56

Valor de Rd (Tr)

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

e (m)	Rv (m)	L-2e (m)	σ_v(kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	85,05	4,19	20,32	9,61
0,03	170,10	4,14	41,08	12,35
0,07	255,15	4,07	62,75	17,94
0,12	340,20	3,96	85,87	23,28
0,19	425,25	3,83	111,09	28,48
0,27	510,30	3,66	139,26	33,66
0,36	595,35	3,47	171,53	38,93
0,48	680,40	3,25	209,51	44,47
0,53	714,42	3,15	226,80	72,21

Diseño considerando DA1

e (m)	Rv (m)	L-2e (m)	σ_p(kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	63,00	4,19	15,05	7,12
0,03	126,00	4,14	30,43	9,15
0,07	189,00	4,07	46,48	13,29
0,12	252,00	3,96	63,61	17,25
0,19	315,00	3,83	82,29	21,10
0,27	378,00	3,66	103,16	24,93
0,36	441,00	3,47	127,06	28,84
0,48	504,00	3,25	155,19	32,94
0,53	529,20	3,15	168,00	53,49

Diseño considerando DA2

Capa	Cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	1,77	2,44	0,56	0,41
2	1,5	1,64	2,56	0,34	0,25
3	2,25	1,52	2,69	0,31	0,23
4	3	1,39	2,81	0,29	0,22
5	3,75	1,27	2,94	0,27	0,20
6	4,5	0,90	3,30	0,24	0,18
7	5,25	0,53	3,68	0,21	0,16
8	6	0,15	4,05	0,19	0,14
9	6,3	0,00	4,20	0,29	0,21

Verificación Pull out

APÉNDICE C.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION, CON SOBRECARGA (TRÁFICO DE VEHÍCULOS) Y PARAMENTO DE 6 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

$$D = H/20 = 0,3 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 4,2 \text{ m}$$

$$H_e = 6\text{m} + 0.3\text{m} = 6,3 \text{ m}$$

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Tipo de carga	Brazo palanca
V1	EV	L/2
Vs	LL	L/2
F1	EH	H/3
F2	LL	H/2

Tabla de cargas y momentos

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,2	2,1	MV1	1111,32
Vs	51,24	2,1	MVs	107,60
F1	132,1677	2,1	MF1	277,55
F2	25,59438	3,15	MF2	80,62

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	504	2,1	MV1	1058,4
Vs	10,76	2,1	MVs	22,6
F1	119,88	2	MF1	239,76
F2	24,38	3	MF2	73,13

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_1 + F_2$	kN	243,04	163,74
Carga vertical, V_1	kN	714,42	476,28
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	260,03	173,35
Resistencia al deslizamiento	kN	260,03	173,35
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	173,35	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	243,04	
CDR	dim	1,07	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_1 + F_2$	kN	222,48	150,55
Carga vertical, V_1	kN	680,4	453,6
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	247,65	165,1
Resistencia al deslizamiento	kN	247,65	165,1
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	165,1	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	222,48	
CDR	dim	1,11	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total (sin LL)	kN	714,42	529,2
Momento estabilizador	kN·m	1500,28	1111,32
Momento desestabilizador	kN·m	557,42	390,89
Momento resultante	kN·m	553,90	
Punto de aplicación	m	1,05	
Excentricidad, e_L	m	1,05	
Límite de excentricidad	m	1,05	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total	kN	804,09	618,87
Momento estabilizador, Me	kN·m	1500,28	1111,32
Momento desestabilizador, Md	kN·m	557,42	390,89
Momento resultante, Memin - Mdmax	kN·m	942,86	
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	1,17	
Excentricidad	m	0,93	
Límite de excentricidad	m	1,05	
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si	
Distribución de tensiones	kN/m ²	342,87	
Capacidad de soporte	kN/m ²	525,318555	
CDR	dim	1,00	
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	Lmin(m)	La(m)	Le(m)
0,75	0,283	1	0,283	4,2	3,0	1,25
1,5	0,283	1	0,283	4,2	2,6	1,78
2,25	0,283	1	0,283	4,2	2,2	2,05
3	0,283	1	0,283	4,2	1,8	2,45
3,75	0,283	1	0,283	4,2	1,4	2,84
4,5	0,283	1	0,283	4,2	1,0	3,24
5,25	0,283	1	0,283	4,2	0,6	3,64
6	0,283	1	0,283	4,2	0,2	4,04
6,3	0,283	1	0,283	4,2	0,0	4,20

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_H (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	27	1,125	0,283	10,32	11,60
2	1,5	42	0,75	0,283	16,05	12,03
3	2,25	57	0,75	0,283	21,78	16,33
4	3	72	0,75	0,283	27,51	20,63

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_H (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
5	3,75	87	0,75	0,283	33,24	24,93
6	4,5	102	0,75	0,283	38,97	29,23
7	5,25	117	0,75	0,283	44,70	33,52
8	6	132	0,75	0,283	50,43	37,82
9	6,3	138	1,125	0,283	52,72	59,31

Tabla de resultados de Tmax

Cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Le,req(m)	ratio
0,75	0,45	1,00	1,25
1,5	0,45	1,77	1,01
2,25	0,45	1,77	1,16
3	0,45	1,77	1,38
3,75	0,45	1,77	1,61
4,5	0,45	1,77	1,83
5,25	0,45	1,77	2,06
6	0,45	1,77	2,28
6,3	0,45	2,65	1,58

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal-Phi	Tmax	ratio
1	2XT	15,27	13,75	11,60	1,18
2	2XT	15,27	13,75	12,03	1,14
3	3XT	26,73	24,06	16,33	1,47
4	3XT	26,73	24,06	20,63	1,17
5	5XT	35,88	32,29	24,93	1,30
6	5XT	35,88	32,29	29,23	1,10
7	7XT	45,04	45,04	33,52	1,34
8	7XT	45,04	45,04	37,82	1,19
9	10XT	72,50	65,25	59,31	1,10

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÁLICO

Cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L(m)	La(m)	Le(m)
0,75	0,283	2,337	0,661	4,2	1,9	2,3
1,5	0,283	2,175	0,615	4,2	1,9	2,3
2,25	0,283	2,012	0,569	4,2	1,9	2,3
3	0,283	1,849	0,523	4,2	1,9	2,3
3,75	0,283	1,686	0,477	4,2	1,5	2,7

Cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L(m)	La(m)	Le(m)
4,5	0,283	1,524	0,431	4,2	1,1	3,1
5,25	0,283	1,361	0,385	4,2	0,6	3,6
6	0,283	1,198	0,339	4,2	0,2	4,0
6,3	0,283	1,200	0,340	4,2	0,0	4,2

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	27	1,125	0,661	24,11	27,12
2	1,5	42	0,75	0,615	34,89	26,17
3	2,25	57	0,75	0,569	43,81	32,86
4	3	72	0,75	0,523	50,86	38,15
5	3,75	87	0,75	0,477	56,05	42,04
6	4,5	102	0,75	0,431	59,37	44,53
7	5,25	117	0,75	0,385	60,83	45,62
8	6	132	0,75	0,339	60,42	45,31
9	6,3	138	1,125	0,340	63,27	71,18

Tabla de resultados de Tmax

Cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le, req(m)	ratio
0,75	1,3875	2,01	1,15
1,5	1,295	1,34	1,73
2,25	1,2025	1,33	1,73
3	1,11	1,33	1,74
3,75	1,0175	1,32	2,02
4,5	0,925	1,31	2,38
5,25	0,8325	1,30	2,74
6	0,74	1,29	3,12
6,3	0,703	2,04	2,06

Verificación Pull out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. $D = 0,3 \text{ m}$ y $L_{min} = 4,2 \text{ m}$.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1 (m)	529,20	2,1	MV1 (m)	1111,32
Vs	51,24	2,1	MVs	107,60
F1 (m)	132,17	2,1	MF1 (m)	277,55
F2	25,59	3,15	MF2	80,62

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1 (m)	504	2,1	MV1 (m)	1058,40
Vs	10,7604	2,1	MVs	22,60
F1 (m)	119,88	2	MF1 (m)	239,76
F2	24,3756	3	MF2	73,13

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	236,64
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	529,20
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
término desestabilizador	kN	283,97
término estabilizador	kN	305,53
CDR	dim	1,08
¿Se cumple la condición?	-	Si
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro		

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	216,38
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	504,00

Ítem	Unidades	Resultado
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parámetro de interacción	dim	1
término desestabilizador	kN	259,66
término estabilizador	kN	290,98
CDR	dim	1,12
¿Se cumple la condición?	-	Si
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en último refuerzo		

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	811,8
Momento estabilizador, Me	kN·m	1666,98
Momento desestabilizador, Md	kN·m	537,26
Momento resultante, Memax - Mdmax	kN·m	1129,72
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	1,39
Excentricidad	m	0,71
Límite de excentricidad	m	1,05
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si
L, longitud de refuerzo	m	4,2
qr, capacidad de soporte	kN/m ²	291,67
qult, capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1272
fms, factor parcial aplicado a qult	dim	1,35
qult factorizada	kN/m ²	942,22
CDR	dim	3,23
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro		

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota(m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Q(kN)	Hq(kN)
1	0,75	1,125	1,59	63	50,4	2,547
2	1,5	0,75	6,37	126	50,4	5,094
3	2,25	0,75	14,33	189	50,4	7,641
4	3	0,75	25,47	252	50,4	10,188
5	3,75	0,75	39,8	315	50,4	12,735

Capa	cota(m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Q(kN)	Hq(kN)
6	4,5	0,75	57,31	378	50,4	15,282
7	5,25	0,75	78	441	50,4	17,829
8	6	0,75	101,88	504	50,4	20,376
9	6,3	1,125	112,32	529,2	50,4	21,3948

Resultados de las fuerzas aplicadas

e	Rv	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,02	94,5	4,16	22,69	7,23
0,05	189	4,1	46,11	9,79
0,1	283,5	4,01	70,74	15,01
0,15	378	3,89	97,14	20,62
0,23	472,5	3,75	126,01	26,75
0,31	567	3,58	158,25	33,59
0,4	661,5	3,39	195,09	41,41
0,51	756	3,17	238,24	50,57
0,56	793,8	3,08	257,79	82,07

Resultados de Tmax

Capa	cota(m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	7,23	13,89	1,92
2	1,5	9,79	13,89	1,42
3	2,25	15,01	24,30	1,62
4	3	20,62	24,30	1,18
5	3,75	26,75	32,62	1,22
6	4,5	33,59	40,94	1,22
7	5,25	41,41	51,36	1,24
8	6	50,57	65,91	1,30
9	6,3	82,07	95,10	1,16

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota(m)	La(m)	Le(m)	Le, req(m)	ratio
1	0,75	2,95	1,25	1,06	1,18
2	1,5	2,55	1,65	0,55	3,02
3	2,25	2,15	2,05	0,45	4,56
4	3	1,75	2,45	0,39	6,32
5	3,75	1,36	2,84	0,35	8,24
6	4,5	0,96	3,24	0,32	10,23
7	5,25	0,56	3,64	0,30	12,21
8	6	0,16	4,04	0,29	14,07
9	6,3	0,00	4,20	0,43	9,84

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

Capa	cota(m)	La(m)	Le(m)	Tr	Pull-out	Min (Tr,Pull-out)	
1	0,75	2,95	1,25	13,89	6,80	6,80	
2	1,5	2,55	1,65	13,89	17,95	13,89	
3	2,25	2,15	2,05	24,30	33,45	24,30	
4	3	1,75	2,45	24,30	53,29	24,30	
5	3,75	1,36	2,84	32,62	77,47	32,62	
6	4,5	0,96	3,24	40,94	106,00	40,94	
7	5,25	0,56	3,64	51,36	138,88	51,36	
8	6	0,16	4,04	65,91	176,10	65,91	
9	6,3	0,00	4,20	95,10	192,20	95,10	
$\sum Min(Tr, Pull-out)$						355,21	
θ	64°						
B(m)	3,07						
Q(kN)	18,00						
V(kN)	345,68						
$\sum F$	199,58					$\sum Min(Tr, Pull-out) / \sum F$	1,78

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÀLICO

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota(m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Q(kN)	Hq(kN)
1	0,75	1,125	1,59	63	50,4	2,55
2	1,5	0,75	6,37	126	50,4	5,09
3	2,25	0,75	14,33	189	50,4	7,64
4	3	0,75	25,47	252	50,4	10,19
5	3,75	0,75	39,8	315	50,4	12,74
6	4,5	0,75	57,31	378	50,4	15,28
7	5,25	0,75	78	441	50,4	17,83
8	6	0,75	101,88	504	50,4	20,38
9	6,3	1,125	112,32	529,2	50,4	21,39

Resultados de las fuerzas aplicadas

e	Rv	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,02	170,1	4,16	40,85	19,32
0,05	264,6	4,1	64,56	19,4
0,1	359,1	4,01	89,61	25,61
0,15	453,6	3,89	116,57	31,6
0,23	548,1	3,75	146,17	37,48
0,31	642,6	3,58	179,35	43,35
0,4	737,1	3,39	217,39	49,34
0,51	831,6	3,17	262,06	55,62
0,56	869,4	3,08	282,34	89,89

Resultados de Tmax

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le, req (m)
1	0,75	1,77	2,43	1,46
2	1,5	1,64	2,56	0,70
3	2,25	1,52	2,68	0,58
4	3	1,39	2,81	0,52
5	3,75	1,26	2,94	0,47
6	4,5	0,90	3,30	0,40
7	5,25	0,53	3,67	0,35
8	6	0,15	4,05	0,32
9	6,3	0,00	4,20	0,47

Verificación Pull out

EUROCÓDIGO 7

Se debe de satisfacer la ecuación fundamental para el estado límite.

La ecuación fundamental para el estado limite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

En el Eurocódigo permite elegir el estado límite que debe satisfacer el diseño. Por lo tanto, el diseño se ha según las combinaciones DA1 y DA2. Los cuales implican el uso de unos factores, además, éstos modifican los parámetros de las acciones y de los materiales.

En el primer apéndice, apéndice A, se recogen estos valores.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Tipo de carga	Brazo palanca
V1	EV	L/2
Vs	LL	L/2
F1	EH	H/3
F2	LL	H/2

Tabla de cargas y momentos

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
Vs	50,4	2,1	MVs	105,84
F1	132,30	2,1	MF1	277,83
F2	42	3,15	MF2	132,30

Tabla de resultados considerando DA1

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
Vs	50,4	2,1	MVs	105,84
F1	162,38	2,1	MF1	341,01
F2	51,55	3,15	MF2	162,38

Tabla de resultados considerando DA2

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Carga lateral, total	kN	235,31	213,93
Carga vertical total	kN	529,20	529,20
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	305,53	244,43
CDR	dim	1,30	1,14
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador	kN·m	1111,32	1111,32
Momento desestabilizador	kN·m	573,52	552,11
CDR	dim	1,94	2,01
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Momento estabilizador, Me	kN·m	1111,32	1111,32
Momento desestabilizador, Md	kN·m	573,52	552,11
Punto de aplicación, x	m	1,02	1,06
Excentricidad, e	m	1,08	1,04
L-2e	m	2,03	2,11
Tensión max, sigma max	kN/m ²	260,37	250,40
Capacidad de soporte, qu	kN/m ²	1051,2	522
CDR	dim	4,04	2,08
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

Capa	cota(m)	Svt(m)	F1(kN)	V1(kN)	Q(kN)	Hq
1	0,75	1,125	1,59	63	50,4	2,547
2	1,5	0,75	9,21	126	50,4	5,094
3	2,25	0,75	20,71	189	50,4	7,641

Capa	cota(m)	Svt(m)	F1(kN)	V1(kN)	Q(kN)	Hq
4	3	0,75	36,82	252	50,4	10,188
5	3,75	0,75	57,53	315	50,4	12,735
6	4,5	0,75	82,85	378	50,4	15,282
7	5,25	0,75	112,77	441	50,4	17,829
8	6	0,75	147,29	504	50,4	20,376
9	6,3	1,125	162,38	529,2	50,4	21,3948

Resultados de cargas in factorizar

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

e	Rv	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	85,05	4,19	20,31	6,46
0,04	170,10	4,13	41,22	8,74
0,08	255,15	4,04	63,22	13,41
0,15	340,20	3,91	87,06	18,46
0,23	425,25	3,74	113,60	24,09
0,33	510,30	3,54	144,05	30,54
0,45	595,35	3,31	180,13	38,20
0,58	680,40	3,03	224,48	47,60
0,64	714,42	2,91	245,40	78,05

Tmax considerando DA1

Capa	cota(m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,03	13,89	2,30
2	1,5	8,15	13,89	1,70
3	2,25	12,51	13,89	1,11
4	3	17,22	24,30	1,41
5	3,75	22,47	24,30	1,08
6	4,5	28,49	32,62	1,14
7	5,25	35,63	40,94	1,15
8	6	44,40	51,36	1,16
9	6,3	72,81	95,10	1,31

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

e	Rv	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	63,00	4,19	15,05	6,03
0,04	126,00	4,13	30,53	8,15
0,08	189,00	4,04	46,83	12,51

e	Rv	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,15	252,00	3,91	64,49	17,22
0,23	315,00	3,74	84,15	22,47
0,33	378,00	3,54	106,71	28,49
0,45	441,00	3,31	133,43	35,63
0,58	504,00	3,03	166,28	44,40
0,64	529,20	2,91	181,78	72,81

Tmax considerando DA2

Capa	cota(m)	La	Le	Le, req DA1	Le, req DA2
1	0,75	2,95	1,25	0,73	0,68
2	1,5	2,55	1,65	0,37	0,35
3	2,25	2,15	2,05	0,31	0,29
4	3	1,75	2,45	0,27	0,25
5	3,75	1,36	2,84	0,24	0,22
6	4,5	0,96	3,24	0,22	0,21
7	5,25	0,56	3,64	0,21	0,20
8	6	0,16	4,04	0,21	0,19
9	6,3	0,00	4,20	0,31	0,29

Verificación Pull out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÀLICO

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

e	Rv	L-2e	σ_v (kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	85,05	4,19	20,31	9,61
0,04	170,10	4,13	41,22	12,99
0,08	255,15	4,04	63,22	19,93
0,15	340,20	3,91	87,06	27,45
0,23	425,25	3,74	113,60	35,82
0,33	510,30	3,54	144,05	45,42
0,45	595,35	3,31	180,13	56,79
0,58	680,40	3,03	224,48	70,77
0,64	714,42	2,91	245,40	116,06

Tmax considerando DA1

e	Rv	L-2e	σ_v(kN/m)	Tmax (kN/m)
0,01	63,00	4,19	15,05	7,12
0,04	126,00	4,13	30,53	9,63
0,08	189,00	4,04	46,83	14,77
0,15	252,00	3,91	64,49	20,33
0,23	315,00	3,74	84,15	26,53
0,33	378,00	3,54	106,71	33,64
0,45	441,00	3,31	133,43	42,07
0,58	504,00	3,03	166,28	52,42
0,64	529,20	2,91	181,78	85,97

Tmax considerando DA2

Capa	cota(m)	La	Le	Le, req DA1	Le, req DA2
1	0,75	1,77	2,44	0,56	0,41
2	1,5	1,64	2,56	0,36	0,27
3	2,25	1,52	2,69	0,35	0,26
4	3	1,39	2,81	0,34	0,26
5	3,75	1,27	2,94	0,34	0,26
6	4,5	0,90	3,30	0,32	0,24
7	5,25	0,53	3,68	0,31	0,23
8	6	0,15	4,05	0,31	0,23
9	6,3	0,00	4,20	0,46	0,34

Verificación Pull out

APÉNDICE D.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 10 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 6 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

Lmin	4,2
H	6,3
He	6
d	0,3
beta	10
x	0,74
H' = H + x	7,04

Parámetros de diseño

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Tipo de carga	Brazo palanca
V1	EV	L/2
V2	EV	2L/3
F1	EV-EH	-
Fv1	EV	L
Fh1	EH	H/3

Tabla de cargas y momentos

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
V2	31,08	2,8	MV2	87,02
F1	172,97	-	-	-
$F_{v1} = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	30,04	4,2	MFv	126,15
$F_{h1} = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	170,34	2,35	MF1	399,77

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	504,00	2,1	MV1	1058,40
V2	31,08	2,8	MV2	87,02
F1	158,54	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	27,53	4,2	MFv	115,63
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	156,13	2,35	MF1	366,42

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	255,51	153,31
Carga vertical, Total	kN	801,43	587,31
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	462,71	339,08
Resistencia al deslizamiento	kN	462,71	339,08
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	339,08	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	255,51	
CDR	dim	1,81	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	234,2	140,52
Carga vertical, V1	kN	576,38	559,86
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	332,77	203,77
Resistencia al deslizamiento	kN	332,77	203,77
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	203,77	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	234,2	
CDR	dim	1,42	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en el último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical V1 +V2	kN	756,378	560,28
Momento estabilizador	kN·m	1617,76	1198,34
Momento estabilizador	kN·m	189,23	113,54
Momento estabilizador Total	kN·m	1806,99	1311,88
Momento desestabilizador	kN·m	599,65	359,79
Momento neto	kN·m	1207,34	952,09
Punto de aplicación, $a = Mr/V_{max}$	-	1,60	1,62
Excentricidad, eL	m	0,50	0,48
Límite de excentricidad	m	1,05	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Item	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical V1 +V2	kN	756,378	560,28
Momento estabilizador	kN·m	1617,76	1198,34
Momento estabilizador	kN·m	189,23	113,54
Momento estabilizador Total	kN·m	1806,99	1311,88
Momento desestabilizador	kN·m	599,65	359,79
Momento neto	kN·m	1207,34	952,09
Punto de aplicación, $a = Mr/V_{max}$	-	1,60	1,62
Excentricidad, eL	m	0,50	0,48
Límite de excentricidad	m	1,05	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Ancho efectivo	m	3,19	3,24
Presión de hundimiento	kN/m ²	251,04	247,19
Capacidad de soporte	kN/m ²	715,10	715,10
CDR	dim	1,85	1,88
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L(m)	La(m)	Le(m)
0,75	0,294	1	0,294	4,2	3,0	1,2
1,5	0,294	1	0,294	4,2	2,6	1,8
2,25	0,294	1	0,294	4,2	2,2	2,0
3	0,294	1	0,294	4,2	1,8	2,4
3,75	0,294	1	0,294	4,2	1,4	2,8
4,5	0,294	1	0,294	4,2	1,0	3,2
5,25	0,294	1	0,294	4,2	0,6	3,6
6	0,294	1	0,294	4,2	0,2	4,0
6,3	0,294	1	0,294	4,2	0,0	4,2

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	Cota(m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m)	Tmax (kN/m)
1	0,75	10	0,370	22,41	1,125	0,294	8,89	10,00
2	1,5	10	0,370	37,41	0,75	0,294	14,85	11,13
3	2,25	10	0,370	52,41	0,75	0,294	20,80	15,60
4	3	10	0,370	67,41	0,75	0,294	26,75	20,07
5	3,75	10	0,370	82,41	0,75	0,294	32,71	24,53
6	4,5	10	0,370	97,41	0,75	0,294	38,66	29,00
7	5,25	10	0,370	112,41	0,75	0,294	44,61	33,46
8	6	10	0,370	127,41	0,75	0,294	50,57	37,93
9	6,3	10	0,370	133,41	1,125	0,294	52,95	59,57

Tabla de resultados de Tmax

Cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Le,req(m)	ratio
0,75	0,45	0,70	1,78
1,5	0,45	1,80	1,00
2,25	0,45	1,80	1,14
3	0,45	1,80	1,36
3,75	0,45	1,80	1,58
4,5	0,45	1,80	1,80
5,25	0,45	1,80	2,02
6	0,45	1,80	2,24
6,3	0,45	2,80	1,50

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal-Phi	Tmax	ratio
1	2XT	15,27	13,75	10,00	1,37
2	2XT	15,27	13,75	11,13	1,23
3	3XT	26,73	24,06	15,60	1,54
4	3XT	26,73	24,06	20,07	1,20
5	5XT	35,88	32,29	24,53	1,32
6	5XT	35,88	32,29	29,00	1,11
7	7XT	45,04	45,04	33,46	1,35
8	7XT	45,04	45,04	37,93	1,19
9	10XT	72,50	65,25	59,57	1,10

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÁLICO

Capa	Cota (m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	10	0,370	22,41	1,125	0,665	20,11	22,62
2	1,5	10	0,370	37,41	0,75	0,617	31,16	23,37
3	2,25	10	0,370	52,41	0,75	0,569	40,26	30,20
4	3	10	0,370	67,41	0,75	0,521	47,44	35,58
5	3,75	10	0,370	82,41	0,75	0,473	52,67	39,50
6	4,5	10	0,370	97,41	0,75	0,426	55,96	41,97
7	5,25	10	0,370	112,41	0,75	0,378	57,32	42,99
8	6	10	0,370	127,41	0,75	0,330	56,74	42,55
9	6,3	10	0,370	133,41	1,125	0,311	55,96	62,96

Tabla de resultados de Tmax

Cota (m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L(m)	La(m)	Le(m)
0,75	0,294	2,051	0,603	4,2	1,89	2,31
1,5	0,294	1,888	0,555	4,2	1,89	2,31
2,25	0,294	1,725	0,507	4,2	1,89	2,31
3	0,294	1,563	0,459	4,2	1,89	2,31
3,75	0,294	1,400	0,412	4,2	1,53	2,67
4,5	0,294	1,237	0,364	4,2	1,08	3,12
5,25	0,294	1,200	0,353	4,2	0,63	3,57
6	0,294	1,200	0,353	4,2	0,18	4,02
6,3	0,294	1,200	0,353	4,2	0,00	4,20

Tabla de resultados de Kr y Le

Cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req	ratio
0,75	1,388	2,02	1,14
1,5	1,295	1,34	1,72
2,25	1,203	1,33	1,74
3	1,11	1,32	1,75
3,75	1,018	1,31	2,04
4,5	0,925	1,29	2,41
5,25	0,833	1,28	2,80
6	0,74	1,25	3,21
6,3	0,703	1,86	2,25

Verificación Pull out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. $D = 0,3 \text{ m}$ y $L_{min} = 4,2 \text{ m}$.

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Moment.	Resultado (kN/m)
V1 (m)	529,20	2,1	MV1 (m)	1111,32
V2	31,08	2,8	MV2	87,02
F1 (m)	138,52	-	-	-
$FV1 (m) = F1 (m) \cdot \sin\beta(L/2)$	24,05	4,2	MFv	126,15
$Fh1 = F1 (m) \cdot \cos\beta(H/3)$	136,41	2,10	MF1 (m)	399,77

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Moment.	Resultado (kN/m)
V1 (m)	504,00	2,1	MV1 (m)	1058,40
V2	31,08	2,8	MV2	87,02
F1 (m)	125,64	-	-	-
$FV1 (m) = F1 (m) \cdot \sin\beta(L/2)$	21,82	4,2	MFv	115,63
$Fh1 = F1 (m) \cdot \cos\beta(H/3)$	123,73	2,00	MF1 (m)	366,42

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	204,62
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	560,28
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
término desestabilizador	kN	245,54
término estabilizador	kN	323,48
CDR	dim	1,32
¿Se cumple la condición?	-	Si
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro		

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	185,60
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	535,08
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,3

Ítem	Unidades	Resultado
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parametro de interacción	dim	1
término desestabilizador	kN	241,28
término estabilizador	kN	308,93
CDR	dim	1,28
¿Se cumple la condición?	-	Si
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en último refuerzo		

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	811,8
Momento estabilizador, Me	kN·m	1986,74
Momento desestabilizador, Md	kN·m	599,65
Momento resultante, Memax - Mdmax	kN·m	1387,09
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	1,71
Excentricidad	m	0,39
Límite de excentricidad	m	1,05
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si
L, longitud de refuerzo	m	4,2
qr, capacidad de soporte	kN/m ²	237,55
qult, capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1051,2
fms, factor parcial aplicado a qult	dim	1,35
qult factorizada	kN/m ²	778,67
CDR	dim	3,28
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro		

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	63	31,08	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	126	31,08	17,51	17,25	3,04

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
3	2,25	0,75	189	31,08	31,2	30,73	5,42
4	3	0,75	252	31,08	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	315	31,08	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	378	31,08	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	441	31,08	125,22	123,32	21,74
8	6	0,75	504	31,08	158,54	156,13	27,53
9	6,3	1,125	529,2	31,08	172,97	170,34	30,04

Resultados de las fuerzas aplicadas

e	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,02	143,14	4,16	34,41	11,38
0,05	240,18	4,09	58,69	12,94
0,1	338,25	4	84,65	18,67
0,16	437,34	3,87	113	24,92
0,24	537,45	3,72	144,61	31,89
0,33	638,58	3,53	180,65	39,83
0,44	740,74	3,33	222,71	49,11
0,56	843,92	3,09	273,12	60,22
0,61	885,47	2,99	296,34	98,01

Resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	11,38	13,89	1,22
2	1,5	12,94	24,30	1,88
3	2,25	18,67	24,30	1,30
4	3	24,92	32,62	1,31
5	3,75	31,89	40,94	1,28
6	4,5	39,83	51,36	1,29
7	5,25	49,11	65,91	1,34
8	6	60,22	95,10	1,58
9	6,3	98,01	142,65	1,46

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La	Le	Le,req	ratio
1	0,75	2,95	1,25	0,84	1,48
2	1,5	2,55	1,65	0,48	3,41
3	2,25	2,15	2,05	0,42	4,87
4	3	1,75	2,45	0,38	6,52

Capa	cota (m)	La	Le	Le,req	ratio
5	3,75	1,36	2,84	0,34	8,27
6	4,5	0,96	3,24	0,32	10,05
7	5,25	0,56	3,64	0,31	11,75
8	6	0,16	4,04	0,30	13,27
9	6,3	0,00	4,20	0,46	9,20

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

apa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr	Pull-out	Min (Tr,Pull-out)	
1	0,75	2,95	1,25	13,89	6,80	6,80	
2	1,5	2,55	1,65	13,89	17,95	13,89	
3	2,25	2,15	2,05	24,30	33,45	24,30	
4	3	1,75	2,45	32,62	53,29	32,62	
5	3,75	1,36	2,84	32,62	77,47	32,62	
6	4,5	0,96	3,24	40,94	106,00	40,94	
7	5,25	0,56	3,64	51,36	138,88	51,36	
8	6	0,16	4,04	65,91	176,10	65,91	
9	6,3	0,00	4,20	95,10	192,20	95,10	
$\sum Min(Tr, Pull-out)$						363,54	
θ	64°						
B(m)	3,07272						
Q(kN)	0						
V(kN)	324,479						
$\sum F$	187,338					$\sum Min(Tr, Pull-out) / \sum F$	1,9405

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÀLICO

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	63	31,08	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	126	31,08	17,51	17,25	3,04
3	2,25	0,75	189	31,08	31,2	30,73	5,42

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
4	3	0,75	252	31,08	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	315	31,08	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	378	31,08	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	441	31,08	125,22	123,32	21,74
8	6	0,75	504	31,08	158,54	156,13	27,53
9	6,3	1,125	529,2	31,08	172,97	170,34	30,04

Resultados de las fuerzas aplicadas

e	Rv (kN)	L-2e	(kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,02	143,14	4,16	34,41	16,33
0,05	240,18	4,09	58,69	17,76
0,1	338,25	4	84,65	24,46
0,16	437,34	3,87	113	31,1
0,24	537,45	3,72	144,61	37,82
0,33	638,58	3,53	180,65	44,78
0,44	740,74	3,33	222,71	52,16
0,56	843,92	3,09	273,12	60,22
0,61	885,47	2,99	296,34	98,01

Resultados de Tmax

Capa	cota(m)	La	Le	Le, Req
1	0,75	1,77	2,43	1,23
2	1,5	1,64	2,56	0,64
3	2,25	1,52	2,68	0,56
4	3	1,39	2,81	0,51
5	3,75	1,26	2,94	0,47
6	4,5	0,90	3,30	0,42
7	5,25	0,53	3,67	0,37
8	6	0,15	4,05	0,34
9	6,3	0,00	4,20	0,51

Verificación Pull out

EUROCÓDIGO 7

Se debe de satisfacer la ecuación fundamental para el estado límite.

La ecuación fundamental para el estado limite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

En el Eurocódigo permite elegir el estado límite que debe satisfacer el diseño. Por lo tanto, el diseño se ha según las combinaciones DA1 y DA2. Los cuales implican el uso de unos factores, además, éstos modifican los parámetros de las acciones y de los materiales.

En el primer apéndice, apéndice A, se recogen estos valores.

Lmin	4,2
H	6,3
He	6
d	0,3
beta	10
x	0,74
H' = H + x	7,04

Parámetros de
diseño

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
V2	1,56	2,8	MV2	4,35
F1	173,00	-	-	-
Fv1 = F1 · sinβ(L/2)	30,04	4,2	MFv	126,17
Fh1 = F1 · cosβ(H/3)	170,37	2,35	MF1	399,83

Tabla de resultados considerando DA1

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,2	2,1	MV1	1111,32
V2	1,56	2,8	MV2	4,35
F1	215,63	-	-	-
Fv1 = F1 · sinβ(L/2)	37,44	4,2	MFv	157,26

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
$F_{h1} = F_1 \cdot \cos\beta(H/3)$	212,35	2,35	MF1	498,36

Tabla de resultados considerando DA2

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Carga lateral, total	kN	230	212,35
Carga vertical total	kN	560,8	568,2
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	323,78	328,05
CDR	dim	1,41	1,54
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador	kN·m	1241,85	1272,94
Momento desestabilizador	kN·m	539,78	498,36
CDR	dim	2,30	2,55
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador, M_e	kN·m	1241,85	1272,94
Momento desestabilizador, M_d	kN·m	539,78	498,36
Punto de aplicación, x	m	1,25	1,36
Excentricidad, e	m	0,85	0,74
L-2e	m	2,50	2,73
Tensión máx.	kN/m ²	223,97	208,40
Capacidad de soporte, q_u	kN/m ²	1051,2	522
CDR	dim	4,69	2,50
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	63,00	31,08	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	126,00	31,08	17,51	17,25	3,04
3	2,25	0,75	189,00	31,08	31,20	30,73	5,42
4	3	0,75	252,00	31,08	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	315,00	31,08	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	378,00	31,08	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	441,00	31,08	125,22	123,32	21,74
8	6	0,75	504,00	31,08	158,54	156,13	27,53
9	6,3	1,125	529,20	31,08	172,97	170,34	30,04

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,02	128,82	4,16	30,97	9,85
0,05	216,16	4,09	52,82	11,20
0,10	304,42	4,00	76,19	16,15
0,16	393,60	3,87	101,70	21,56
0,24	483,70	3,72	130,15	27,60
0,33	574,72	3,53	162,58	34,47
0,44	666,66	3,33	200,44	42,50
0,56	759,52	3,09	245,81	52,12
0,61	796,93	2,99	266,71	84,83

Diseño considerando DA1

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,02	95,43	4,16	22,94	9,19
0,05	160,12	4,09	39,13	10,45
0,10	225,50	4,00	56,44	15,07
0,16	291,56	3,87	75,33	20,12
0,24	358,30	3,72	96,41	25,74
0,33	425,72	3,53	120,43	32,16
0,44	493,82	3,33	148,48	39,65
0,56	562,61	3,09	182,08	48,62
0,61	590,32	2,99	197,56	79,13

Diseño considerando DA2

Capa	Cota (m)	La (m)	Le (m)	Le, req DA1	Le, req DA2
1	0,75	2,95	1,25	1,11	1,04
2	1,5	2,55	1,65	0,48	0,45
3	2,25	2,15	2,05	0,37	0,35
4	3	1,75	2,45	0,31	0,29
5	3,75	1,36	2,84	0,27	0,26
6	4,5	0,96	3,24	0,25	0,23
7	5,25	0,56	3,64	0,24	0,22
8	6	0,16	4,04	0,23	0,21
9	6,3	0,00	4,20	0,34	0,32

Verificación Pull out

Capa	Cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,03	13,89	2,30
2	1,5	8,15	13,89	1,70
3	2,25	12,51	13,89	1,11
4	3	17,22	24,30	1,41
5	3,75	22,47	24,30	1,08
6	4,5	28,49	32,62	1,14
7	5,25	35,63	40,94	1,15
8	6	44,40	51,36	1,16
9	6,3	72,81	95,10	1,31

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÁLICO

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

Capa	COTA(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	63	31,08	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	126	31,08	17,51	17,25	3,04
3	2,25	0,75	189	31,08	31,20	30,73	5,42
4	3	0,75	252	31,08	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	315	31,08	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	378	31,08	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	441	31,08	125,22	123,32	21,74
8	6	0,75	504	31,08	158,54	156,13	27,53
9	6,3	1,125	529,2	31,08	172,97	170,34	30,04

Resultados de cargas in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,02	128,82	4,16	30,97	14,65
0,05	216,16	4,09	52,82	15,88
0,10	304,42	4,00	76,19	21,78
0,16	393,60	3,87	101,70	27,57
0,24	483,70	3,72	130,15	33,37
0,33	574,72	3,53	162,58	39,29
0,44	666,66	3,33	200,44	45,49
0,56	759,52	3,09	245,81	52,17
0,61	796,93	2,99	266,71	84,91

Diseño considerando DA1

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,02	95,43	4,16	22,94	10,85
0,05	160,12	4,09	39,13	11,76
0,10	225,50	4,00	56,44	16,13
0,16	291,56	3,87	75,33	20,42
0,24	358,30	3,72	96,41	24,72
0,33	425,72	3,53	120,43	29,11
0,44	493,82	3,33	148,48	33,70
0,56	562,61	3,09	182,08	38,65
0,61	590,32	2,99	197,56	62,90

Diseño considerando DA2

Capa	Cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	1,77	2,44	1,14	0,63
2	1,50	1,64	2,56	0,61	0,32
3	2,25	1,52	2,69	0,55	0,28
4	3,00	1,39	2,81	0,50	0,26
5	3,75	1,27	2,94	0,47	0,24
6	4,50	0,90	3,30	0,41	0,21
7	5,25	0,53	3,68	0,37	0,18
8	6,00	0,15	4,05	0,33	0,17
9	6,30	0,00	4,20	0,50	0,25

Verificación Pull out

APÉNDICE E.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 30 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 6 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

Lmin	4,2
H	6,3
He	6
d	0,3
beta	30
x	2,42
H' = H + x	8,72

Parámetros de diseño

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	529,20	2,1	MV1	1111,32
V2	101,64	2,8	MV2	284,59
F1	343,72	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	171,86	4,2	MFv	721,80
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	297,67	2,91	MF1	865,70

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	504	2,1	MV1	1058,4
V2	101,64	2,8	MV2	284,59
F1	311,76	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	155,88	4,2	MFv	654,7
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	269,99	2,91	MF1	785,22

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	446,5	267,9
Carga vertical, Total	kN	1109,42	785,51
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	640,52	453,52
Resistencia al deslizamiento	kN	640,52	453,52
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	453,52	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	446,5	
CDR	dim	1,43	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	404,99	242,99
Carga vertical, V_1	kN	839,46	745,93
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	484,66	430,66
Resistencia al deslizamiento	kN	484,66	430,66
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	430,66	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	404,99	
CDR	dim	1,2	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en el último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical $V_1 + V_2$	kN	851,634	630,84
Momento estabilizador	kN·m	1884,48	1395,91
Momento estabilizador	kN·m	1082,70	649,62
Momento estabilizador Total	kN·m	2967,18	2045,53
Momento desestabilizador	kN·m	1298,55	779,13
Momento neto	kN·m	1668,63	1266,40
Punto de aplicación, $a = M_r/V_{max}$	-	1,96	1,61
Excentricidad, eL	m	0,14	0,49
Límite de excentricidad	m	1,05	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical V1 +V2	kN	851,634	630,84
Momento estabilizador	kN·m	1884,48	1395,91
Momento estabilizador	kN·m	1082,70	649,62
Momento estabilizador Total	kN·m	2967,18	2045,53
Momento desestabilizador	kN·m	1298,55	779,13
Momento neto	kN·m	1668,63	1266,40
Punto de aplicación, $a = Mr/V_{max}$	-	1,96	1,61
Excentricidad, eL	m	0,14	0,49
Límite de excentricidad	m	1,05	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Ancho efectivo	m	3,92	3,22
Presión de hundimiento	kN/m ²	283,11	344,07
Capacidad de soporte	kN/m ²	877,78	877,78
CDR	dim	2,02	1,66
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Cota (m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	Lmin (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,478	1	0,478	5,6	3,0	2,6
1,5	0,478	1	0,478	5,6	2,6	3,0
2,25	0,478	1	0,478	5,6	2,2	3,4
3	0,478	1	0,478	5,6	1,8	3,8
3,75	0,478	1	0,478	5,6	1,4	4,2
4,5	0,478	1	0,478	5,6	1,0	4,6
5,25	0,478	1	0,478	5,6	0,6	5,0
6	0,478	1	0,478	5,6	0,2	5,4
6,3	0,478	1	0,478	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	Cota (m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	30	1,617	47,33	1,125	0,478	30,54	34,36
2	1,5	30	1,617	62,33	0,75	0,478	40,22	30,17
3	2,25	30	1,617	77,33	0,75	0,478	49,90	37,43
4	3	30	1,617	92,33	0,75	0,478	59,58	44,69
5	3,75	30	1,617	107,33	0,75	0,478	69,26	51,95
6	4,5	30	1,617	122,33	0,75	0,478	78,94	59,21
7	5,25	30	1,617	137,33	0,75	0,478	88,62	66,47
8	6	30	1,617	152,33	0,75	0,478	98,30	73,72
9	6,3	30	1,617	158,33	1,125	0,478	102,17	114,94

Tabla de resultados de Tmax

Cota (m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Le, req (m)	ratio
0,75	0,45	1,12	2,36
1,5	0,45	2,99	1,02
2,25	0,45	2,99	1,15
3	0,45	2,99	1,29
3,75	0,45	2,99	1,42
4,5	0,45	2,99	1,55
5,25	0,45	2,99	1,69
6	0,45	2,99	1,82
6,3	0,45	4,48	1,25

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal·Phi	Tmax	ratio
1	5XT	35,88	32,29	28,49	1,13
2	5XT	35,88	32,29	26,26	1,23
3	7XT	45,04	45,04	33,51	1,34
4	7XT	45,04	45,04	40,77	1,10
5	8XT	56,49	50,84	48,03	1,06
6	10XT	72,50	65,25	55,29	1,18
7	10XT	72,50	65,25	62,55	1,04
8	20XT	104,61	94,15	69,81	1,35
9	24TX	209,20	188,30	109,07	1,73

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÁLICO

Cota (m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	Lmin (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,478	2,051	0,980	5,6	1,9	3,7

Cota (m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	Lmin (m)	La (m)	Le (m)
1,5	0,478	1,888	0,902	5,6	1,9	3,7
2,25	0,478	1,725	0,825	5,6	1,9	3,7
3	0,478	1,563	0,747	5,6	1,9	3,7
3,75	0,478	1,400	0,669	5,6	1,5	4,1
4,5	0,478	1,237	0,591	5,6	1,1	4,5
5,25	0,478	1,074	0,514	5,6	0,6	5,0
6	0,478	0,912	0,436	5,6	0,2	5,4
6,3	0,478	0,846	0,405	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	30	1,617	47,33	1,125	0,980	62,64	70,47
2	1,5	30	1,617	62,33	0,75	0,902	75,94	56,96
3	2,25	30	1,617	77,33	0,75	0,825	86,10	64,57
4	3	30	1,617	92,33	0,75	0,747	93,10	69,82
5	3,75	30	1,617	107,33	0,75	0,669	96,95	72,71
6	4,5	30	1,617	122,33	0,75	0,591	97,65	73,24
7	5,25	30	1,617	137,33	0,75	0,514	95,21	71,40
8	6	30	1,617	152,33	0,75	0,436	89,61	67,20
9	6,3	30	1,617	158,33	1,125	0,405	86,48	97,29

Tabla de resultados de Tmax

Cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req	ratio
0,75	1,39	2,98	1,24
1,5	1,30	1,96	1,89
2,25	1,20	1,93	1,92
3	1,11	1,89	1,96
3,75	1,02	1,85	2,20
4,5	0,93	1,80	2,51
5,25	0,83	1,73	2,86
6	0,74	1,66	3,27
6,3	0,70	2,43	2,31

Verificación Pull out

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo.

$$D = H/20 = 0,3 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 4,2 \text{ m}$$

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Moment.	Resultado (kN/m)
V1 (m)	756,00	3	MV1 (m)	2268,00
V2	207,60	4	MV2	830,40
F1 (m)	343,72	-	-	-
FV1 (m) = F1 (m) · sinβ(L/2)	171,86	6	MFv	1031,15
Fh1 = F1 (m) · cosβ(H/3)	297,67	2,10	MF1 (m)	625,10

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Moment.	Resultado (kN/m)
V1 (m)	720,00	3	MV1 (m)	2160,00
V2	207,60	4	MV2	830,40
F1 (m)	311,76	-	-	-
FV1 (m) = F1 (m) · sinβ(L/2)	155,88	6	MFv	935,28
Fh1 = F1 (m) · cosβ(H/3)	269,99	2,00	MF1 (m)	539,98

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

En este caso hemos tenido que aumentar la longitud mínima a L = 6m para satisfacer la estabilidad externa.

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	446,50
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	963,60
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
término desestabilizador	kN	535,80
término estabilizador	kN	556,33

CDR	dim	1,04
¿Se cumple la condición?	-	Si

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	404,99
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	927,60
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,3
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parámetro de interacción	dim	1
término desestabilizador	kN	526,48
término estabilizador	kN	535,55
CDR	dim	1,02
¿Se cumple la condición?	-	Si

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	1152
Momento estabilizador, Me	kN·m	3402,00
Momento desestabilizador, Md	kN·m	937,65
Momento resultante, Memax - Mdmax	kN·m	2464,35
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	2,14
Excentricidad	m	0,86
Límite de excentricidad	m	1,5
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si
L, longitud de refuerzo	m	6
qr, capacidad de soporte	kN/m ²	269,26
qult, capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1051,2
fms, factor parcial aplicado a qult	dim	1,35
qult factorizada	kN/m ²	778,67
CDR	dim	2,89
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro		

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	63	207,6	61,86	60,92	10,74
2	1,5	0,75	126	207,6	85,86	84,56	14,91
3	2,25	0,75	189	207,6	113,79	112,06	19,76
4	3	0,75	252	207,6	145,64	143,43	25,29
5	3,75	0,75	315	207,6	181,42	178,67	31,5
6	4,5	0,75	378	207,6	221,13	217,77	38,4
7	5,25	0,75	441	207,6	264,77	260,74	45,98
8	6	0,75	504	207,6	312,33	307,58	54,23
9	6,3	1,125	529,2	207,6	332,45	327,4	57,73

Resultados de las fuerzas aplicadas

e	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,05	422,01	5,89	71,63	38,52
0,12	522,76	5,76	90,8	32,55
0,2	624,54	5,6	111,6	40,01
0,3	727,34	5,41	134,48	48,21
0,4	831,16	5,19	160,03	57,37
0,52	936	4,95	188,98	67,75
0,66	1041,86	4,69	222,33	79,71
0,8	1148,75	4,39	261,47	93,74
0,87	1191,79	4,27	279,15	150,11

Resultados de Tmax

Capa	cota(m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	38,52	40,94	1,06
2	1,5	32,55	32,62	1,00
3	2,25	40,01	40,94	1,02
4	3	48,21	51,36	1,07
5	3,75	57,37	65,91	1,15
6	4,5	67,75	95,10	1,40
7	5,25	79,71	95,10	1,19

Capa	cota(m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
8	6	93,74	95,10	1,01
9	6,3	150,11	190,21	1,27

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota(m)	La	Le	Le,req	ratio
1	0,75	2,95	1,25	1,01	1,24
2	1,5	2,55	1,65	0,55	3,01
3	2,25	2,15	2,05	0,47	4,34
4	3	1,75	2,45	0,42	5,82
5	3,75	1,36	2,84	0,39	7,38
6	4,5	0,96	3,24	0,36	8,98
7	5,25	0,56	3,64	0,35	10,53
8	6	0,16	4,04	0,34	11,97
9	6,3	0,00	4,20	0,50	8,33

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

apa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr	Pull-out	Min (Tr,Pull-out)	
1	0,75	2,95	1,25	40,94	6,80	6,80	
2	1,5	2,55	1,65	32,62	17,95	17,95	
3	2,25	2,15	2,05	40,94	33,45	33,45	
4	3	1,75	2,45	51,36	53,29	51,36	
5	3,75	1,36	2,84	65,91	77,47	65,91	
6	4,5	0,96	3,24	95,10	106,00	95,10	
7	5,25	0,56	3,64	95,10	138,88	95,10	
8	6	0,16	4,04	95,10	176,10	95,10	
9	6,3	0,00	4,20	190,21	192,20	190,21	
					$\sum \text{Min}(\text{Tr}, \text{Pull-out})$	650,99	
θ	64°						
B (m)	3,0727						
Q (kN)	0						
V (kN)	449,85						
$\sum F$	259,72				$\sum \text{Min}(\text{Tr}, \text{Pull-out}) / \sum F$	2,50651	

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÁLICO

Cota(m)	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,3
K	0,42	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota(m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	63	207,6	61,86	60,92	10,74
2	1,5	0,75	126	207,6	85,86	84,56	14,91
3	2,25	0,75	189	207,6	113,79	112,06	19,76
4	3	0,75	252	207,6	145,64	143,43	25,29
5	3,75	0,75	315	207,6	181,42	178,67	31,5
6	4,5	0,75	378	207,6	221,13	217,77	38,4
7	5,25	0,75	441	207,6	264,77	260,74	45,98
8	6	0,75	504	207,6	312,33	307,58	54,23
9	6,3	1,125	529,2	207,6	332,45	327,4	57,73

Resultados de las fuerzas aplicadas

e	Rv (kN)	L-2e	σ_v (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
0,05	422,01	4,09	103,14	51,6
0,22	522,76	3,76	138,89	46,82
0,33	624,54	3,55	175,95	59,95
0,41	727,34	3,37	215,8	74,29
0,49	831,16	3,21	258,72	89,99
0,57	936	3,07	305,05	107,19
0,63	1041,86	2,93	355,16	126,06
0,7	1148,75	2,81	409,46	146,79
0,72	1191,79	2,76	432,45	232,55

Resultados de Tmax

Capa	Cota (m)	La (m)	Le(m)	Le. Req (m)
1	0,75	1,77	4,24	2,24
2	1,5	1,64	4,36	0,99
3	2,25	1,52	4,49	0,82
4	3	1,39	4,61	0,74
5	3,75	1,26	4,74	0,70
6	4,5	0,90	5,10	0,64
7	5,25	0,53	5,48	0,60
8	6	0,15	5,85	0,58
9	6,3	0,00	6,00	0,85

Verificación Pull out

APÉNDICE F.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION Y PARAMENTO DE 8 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

$$D = H/20 = 0,4 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 5,6 \text{ m}$$

$$H_e = 8\text{m} + 0.4\text{m} = 8,4 \text{ m}$$

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	940,80	2,8	MV1	2634,24
F1	234,96	2,8	MF1	657,90

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	924,00	2,8	MV1	2587,20
F1	226,65	2,75	MF1	623,28

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral	kN	352,45	211,47
Carga vertical	kN	1270,08	940,80
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	733,28	543,17
Resistencia al deslizamiento	kN	733,28	543,17
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	543,17	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	352,45	

CDR	dim	2,08	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			
Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral	kN	339,97	203,98
Carga vertical	kN	1247,40	924
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	841,38	623,25
Resistencia al deslizamiento	kN	841,38	623,25
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	623,25	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	339,97	
CDR	dim	2,47	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total	kN	1270,08	940,80
Momento estabilizador	kN·m	3556,22	2634,24
Momento desestabilizador	kN·m	986,85	592,11
Momento resultante, Memin - Mdmax	kN·m	1647,39	
Punto de aplicación	m	1,75	
Excentricidad, eL	m	1,05	
Límite de excentricidad	m	1,4	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total	kN	1270,08	940,80
Momento estabilizador, Me	kN·m	3556,22	2634,24
Momento desestabilizador, Md	kN·m	986,85	592,11
Momento resultante, Memax - Mdmax	kN·m	2569,37	
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	2,02	
Excentricidad	m	0,78	
Límite de excentricidad	m	1,4	
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si	
Distribución de tensiones	kN/m ²	313,91	
Capacidad de soporte	kN/m ²	906,304	
CDR	dim	2,89	
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,283	1	0,283	5,6	4,1	1,5
1,5	0,283	1	0,283	5,6	3,7	1,9
2,25	0,283	1	0,283	5,6	3,3	2,3
3	0,283	1	0,283	5,6	2,9	2,7
3,75	0,283	1	0,283	5,6	2,5	3,1
4,5	0,283	1	0,283	5,6	2,1	3,5
5,25	0,283	1	0,283	5,6	1,7	3,9
6	0,283	1	0,283	5,6	1,3	4,3
6,75	0,283	1	0,283	5,6	0,9	4,7
7,5	0,283	1	0,283	5,6	0,5	5,1
8,25	0,283	1	0,283	5,6	0,1	5,5
8,4	0,283	1	0,283	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	V (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	aH (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	15	1,125	0,283	5,73	6,45
2	1,5	30	0,75	0,283	11,46	8,60
3	2,25	45	0,75	0,283	17,19	12,89
4	3	60	0,75	0,283	22,92	17,19
5	3,75	75	0,75	0,283	28,65	21,49
6	4,5	90	0,75	0,283	34,38	25,79
7	5,25	105	0,75	0,283	40,12	30,09
8	6	120	0,75	0,283	45,85	34,38
9	6,75	135	0,75	0,283	51,58	38,68
10	7,5	150	0,75	0,283	57,31	42,98
11	8,25	165	0,75	0,283	63,04	47,28
12	8,4	168	1,125	0,283	64,18	72,21

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Req Le (m)	ratio
0,75	0,45	0,66	2,31
1,5	0,45	0,44	4,37
2,25	0,45	0,44	5,27
3	0,45	0,44	6,17
3,75	0,45	0,44	7,07
4,5	0,45	0,44	7,97
5,25	0,45	0,44	8,88
6	0,45	0,44	9,78
6,75	0,45	0,44	10,68
7,5	0,45	0,44	11,58
8,25	0,45	0,44	12,48
8,4	0,45	0,66	8,44

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal·Phi	Tmax	ratio
1	2XT	15,27	13,75	6,45	2,13
2	2XT	15,27	13,75	8,60	1,60
3	2XT	15,27	13,75	12,89	1,07
4	3XT	26,73	24,06	17,19	1,40
5	3XT	26,73	24,06	21,49	1,12
6	5XT	35,88	32,29	25,79	1,25
7	5XT	35,88	32,29	30,09	1,07
8	7XT	45,04	40,53	34,38	1,18
9	7XT	45,04	40,53	38,68	1,05
10	8XT	56,49	50,84	42,98	1,18
11	8XT	56,49	50,84	47,28	1,08
12	20XT	104,61	94,15	72,21	1,30

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,283	2,337	0,661	5,6	2,5	3,1
1,5	0,283	2,175	0,615	5,6	2,5	3,1
2,25	0,283	2,012	0,569	5,6	2,5	3,1
3	0,283	1,849	0,523	5,6	2,5	3,1
3,75	0,283	1,686	0,477	5,6	2,5	3,1
4,5	0,283	1,524	0,431	5,6	2,3	3,3
5,25	0,283	1,361	0,385	5,6	1,9	3,7
6	0,283	1,198	0,339	5,6	1,4	4,2
6,75	0,283	1,200	0,340	5,6	1,0	4,6
7,5	0,283	1,200	0,340	5,6	0,5	5,1
8,25	0,283	1,200	0,340	5,6	0,1	5,5
8,4	0,283	1,200	0,340	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	15	1,125	0,661	13,39	15,07
2	1,5	30	0,75	0,615	24,92	18,69
3	2,25	45	0,75	0,569	34,59	25,94
4	3	60	0,75	0,523	42,38	31,79
5	3,75	75	0,75	0,477	48,32	36,24
6	4,5	90	0,75	0,431	52,38	39,29
7	5,25	105	0,75	0,385	54,59	40,94
8	6	120	0,75	0,339	54,92	41,19
9	6,75	135	0,75	0,340	61,89	46,42
10	7,5	150	0,75	0,340	68,77	51,58
11	8,25	165	0,75	0,340	75,65	56,73
12	8,4	168	1,125	0,340	77,02	87,03

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
0,75	1,3875	2,01	1,53
1,5	1,295	1,34	2,30
2,25	1,2025	1,33	2,31
3	1,11	1,33	2,32
3,75	1,0175	1,32	2,33
4,5	0,925	1,31	2,49
5,25	0,8325	1,30	2,85

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
6	0,74	1,29	3,23
6,75	0,74	1,29	3,57
7,5	0,74	1,29	3,92
8,25	0,74	1,29	4,27
8,4	0,74	1,94	2,88

Verificación Pull out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo.

$$D = H/20 = 0,4 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 5,6 \text{ m}$$

$$H_e = 8\text{m} + 0.4\text{m} = 8,4$$

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	940,80	2,8	MV1	2634,24
F1	234,96	2,8	MF1	657,90

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	924,00	2,8	MV1	2587,2
F1	226,65	2,666666667	MF1	604,40

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	352,45
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	940,80
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2

Ítem	Unidades	Resultado
fms, factores parciales del material	dim	1
cu, resistencia al corte sin drenaje	kPa	20
término desestabilizador	kN	422,94
término estabilizador	kN	543,17
CDR	dim	1,28
¿Se cumple la condición?	-	Si

Ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	339,97
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	924,00
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,3
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parametro de interacción	dim	1
término desestabilizador	kN	441,96
término estabilizador	kN	533,47
CDR	dim	1,21
¿Se cumple la condición?	-	Si

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	1411,2
Momento estabilizador, Me	kN·m	3951,36
Momento desestabilizador, Md	kN·m	986,85
Momento resultante, Memax - Mdmáx	kN·m	2964,51
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	2,10
Excentricidad	m	0,70
Límite de excentricidad	m	1,4
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si
L, longitud de refuerzo	m	5,6
qr, capacidad de soporte	kN/m ²	335,89
qult, capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1051,2
fms, factor parcial aplicado a qult	dim	1,35
qult factorizada	kN/m ²	784,67
CDR	dim	2,34
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si

Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (m)	V1 (m)	e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
1	0,75	1,125	1,59	84	0,00	126,00	5,59	22,54	7,18
2	1,5	0,75	6,37	168	0,02	252,00	5,56	45,31	9,62
3	2,25	0,75	14,33	252	0,04	378,00	5,51	68,54	14,55
4	3	0,75	25,47	336	0,08	504,00	5,45	92,50	19,63
5	3,75	0,75	39,80	420	0,12	630,00	5,36	117,47	24,93
6	4,5	0,75	57,31	504	0,17	756,00	5,26	143,76	30,51
7	5,25	0,75	78,00	588	0,23	882,00	5,14	171,74	36,45
8	6	0,75	101,88	672	0,30	1008,00	4,99	201,86	42,84
9	6,75	0,75	128,94	756	0,38	1134,00	4,83	234,66	49,81
10	7,5	0,75	159,19	840	0,47	1260,00	4,65	270,82	57,48
11	8,25	0,75	192,62	924	0,57	1386,00	4,45	311,22	66,06
12	8,4	1,125	199,68	940,8	0,59	1411,20	4,41	319,90	101,85

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	7,18	13,89	1,94
2	1,5	9,62	13,89	1,44
3	2,25	14,55	24,30	1,67
4	3	19,63	24,30	1,24
5	3,75	24,93	32,62	1,31
6	4,5	30,51	32,62	1,07
7	5,25	36,45	40,94	1,12
8	6	42,84	51,36	1,20
9	6,75	49,81	51,36	1,03
10	7,5	57,48	65,91	1,15
11	8,25	66,06	95,10	1,44
12	8,4	101,85	142,65	1,40

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)	ratio
1	0,75	4,07	1,53	1,66	0,92
2	1,5	3,67	1,93	0,66	2,93
3	2,25	3,27	2,33	0,64	3,65
4	3	2,87	2,73	0,41	6,68
5	3,75	2,47	3,13	0,38	8,17

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)	ratio
6	4,5	2,07	3,53	0,28	12,46
7	5,25	1,67	3,93	0,27	14,35
8	6	1,28	4,32	0,27	15,87
9	6,75	0,88	4,72	0,22	21,29
10	7,5	0,48	5,12	0,24	21,68
11	8,25	0,08	5,52	0,29	19,20
12	8,4	0,00	5,60	0,42	13,41

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

Capa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr	Pull-out	Min (Tr,Pull-out)
1	0,75	4,07	1,53	13,89	8,35	8,35
2	1,5	3,67	1,93	13,89	21,04	13,89
3	2,25	3,27	2,33	24,30	38,08	24,30
4	3	2,87	2,73	24,30	59,46	24,30
5	3,75	2,47	3,13	32,62	85,19	32,62
6	4,5	2,07	3,53	32,62	115,27	32,62
7	5,25	1,67	3,93	40,94	149,69	40,94
8	6	1,28	4,32	51,36	188,45	51,36
9	6,75	0,88	4,72	51,36	231,56	51,36
10	7,5	0,48	5,12	65,91	279,01	65,91
11	8,25	0,08	5,52	95,10	330,81	95,10
12	8,4	0,00	5,60	142,65	341,70	142,65
$\sum Min(Tr, Pull-out)$						583,39
θ	64					
B(m)	4,10					
Q (kN)	0					
V (kN)	516,22					
$\sum F$	298,04	$\sum Min(Tr, Pull-out) / \sum F$				1,96

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

COTA	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,75	7,5	8,25	8,4
K	0,420	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283	0,283	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (m)	V1 (m)	e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
1	0,75	1,125	1,59	84	0,005	126,00	5,59	22,54	10,66
2	1,5	0,75	6,37	168	0,019	252,00	5,56	45,31	13,62
3	2,25	0,75	14,33	252	0,043	378,00	5,51	68,54	19,59
4	3	0,75	25,47	336	0,076	504,00	5,45	92,50	25,08
5	3,75	0,75	39,80	420	0,118	630,00	5,36	117,47	30,12
6	4,5	0,75	57,31	504	0,171	756,00	5,26	143,76	34,74
7	5,25	0,75	78,00	588	0,232	882,00	5,14	171,74	38,98
8	6	0,75	101,88	672	0,303	1008,00	4,99	201,86	42,84
9	6,75	0,75	128,94	756	0,384	1134,00	4,83	234,66	49,81
10	7,5	0,75	159,19	840	0,474	1260,00	4,65	270,82	57,48
11	8,25	0,75	192,62	924	0,573	1386,00	4,45	311,22	66,06
12	8,4	1,125	199,68	940,8	0,594	1411,20	4,41	319,90	101,85

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	10,66	342,35	32,12
2	1,5	13,62	342,35	25,14
3	2,25	19,59	342,35	17,48
4	3	25,08	342,35	13,65
5	3,75	30,12	342,35	11,37
6	4,5	34,74	342,35	9,85
7	5,25	38,98	342,35	8,78
8	6	42,84	342,35	7,99
9	6,75	49,81	342,35	6,87
10	7,5	57,48	342,35	5,96
11	8,25	66,06	342,35	5,18
12	8,4	101,85	342,35	3,36

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
1	0,75	3,0	2,6	0,7
2	1,5	2,8	2,8	0,5
3	2,25	2,7	2,9	0,4
4	3	2,6	3,0	0,4
5	3,75	2,5	3,1	0,4

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
6	4,5	2,3	3,3	0,3
7	5,25	2,2	3,4	0,3
8	6	1,2	4,4	0,2
9	6,75	0,8	4,8	0,2
10	7,5	0,5	5,2	0,2
11	8,25	0,1	5,5	0,2
12	8,4	0,0	5,6	0,3

Verificación Pull out

EUROCÓDIGO 7

Se debe de satisfacer la ecuación fundamental para el estado límite.

La ecuación fundamental para el estado limite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

En el Eurocódigo permite elegir el estado límite que debe satisfacer el diseño. Por lo tanto, el diseño se ha según las combinaciones DA1 y DA2. Los cuales implican el uso de unos factores, además, éstos modifican los parámetros de las acciones y de los materiales.

En el primer apéndice, apéndice A, se recogen estos valores.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	940,80	2,1	MV1	1975,68
F1	235,20	2,1	MF1	493,92

Tabla de resultados considerando DA1

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN·m)
V1	940,80	2,1	MV1	1975,68
F1	288,68	2,1	MF1	606,23

Tabla de resultados considerando DA2

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Carga lateral	kN	317,52	288,68
Carga vertical	kN	940,80	940,80
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	543,17	434,54
CDR	dim	1,71	1,51
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador	kN·m	1975,68	1975,68
Momento desestabilizador	kN·m	666,79	606,23
CDR	dim	2,96	3,26
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Momento estabilizador, Me	kN·m	1975,68	1975,68
Momento desestabilizador, Md	kN·m	666,79	606,23
Punto de aplicación, x	m	1,39	1,46
Excentricidad, e	m	1,41	1,34
L-2e	m	2,7825	2,91
Tensión max, sigma max	kN/m ²	338,11	323,16
Capacidad de soporte, qu	kN/m ²	1175,952	580,422
CDR	dim	3,48	1,80
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)
1	0,75	1,125	1,88	84

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)
2	1,5	0,75	7,50	168
3	2,25	0,75	16,88	252
4	3	0,75	30,00	336
5	3,75	0,75	46,88	420
6	4,5	0,75	67,50	504
7	5,25	0,75	91,88	588
8	6	0,75	120,00	672
9	6,75	0,75	151,88	756
10	7,5	0,75	187,50	840
11	8,25	0,75	226,88	924
12	8,4	1,125	235,20	940,8

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	113,40	5,59	20,29	6,45
0,02	226,80	5,56	40,83	8,66
0,05	340,20	5,50	61,86	13,12
0,09	453,60	5,42	83,67	17,74
0,14	567,00	5,32	106,56	22,59
0,20	680,40	5,20	130,89	27,75
0,27	793,80	5,05	157,09	33,31
0,36	907,20	4,89	185,68	39,37
0,45	1020,60	4,70	217,33	46,12
0,56	1134,00	4,48	252,90	53,62
0,68	1247,40	4,25	293,54	62,24
0,70	1270,08	4,20	302,40	66,18

Diseño considerando DA1

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,45	13,89	2,15
2	1,5	8,66	13,89	1,60
3	2,25	13,12	13,89	1,06
4	3	17,74	24,30	1,37
5	3,75	22,59	24,30	1,08
6	4,5	27,75	32,62	1,18
7	5,25	33,31	40,94	1,23
8	6	39,37	40,94	1,04
9	6,75	46,12	95,10	1,38
10	7,5	53,62	65,91	1,23
11	8,25	62,24	65,91	1,06
12	8,4	66,18	142,65	1,48

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	4,07	1,53	0,6	0,6
2	1,5	3,67	1,93	0,3	0,3
3	2,25	3,27	2,33	0,3	0,2
4	3	2,87	2,73	0,2	0,2
5	3,75	2,47	3,13	0,2	0,2
6	4,5	2,07	3,53	0,2	0,2
7	5,25	1,67	3,93	0,2	0,2
8	6	1,28	4,32	0,2	0,1
9	6,75	0,88	4,72	0,2	0,1
10	7,5	0,48	5,12	0,1	0,1
11	8,25	0,08	5,52	0,1	0,1
12	8,4	0,00	5,60	0,2	0,2

Verificación Pull out

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	84,00	5,59	15,03	6,02
0,02	168,00	5,56	30,24	8,08
0,05	252,00	5,50	45,82	12,24
0,09	336,00	5,42	61,98	16,55
0,14	420,00	5,32	78,93	21,08
0,20	504,00	5,20	96,96	25,89
0,27	588,00	5,05	116,36	31,07
0,36	672,00	4,89	137,54	36,73
0,45	756,00	4,70	160,99	42,99
0,56	840,00	4,48	187,34	50,02
0,68	924,00	4,25	217,43	58,06
0,70	940,80	4,20	224,00	89,72

Diseño considerando DA2

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,02	13,89	2,31
2	1,5	8,08	13,89	1,72
3	2,25	12,24	13,89	1,13
4	3	16,55	24,30	1,47
5	3,75	21,08	24,30	1,15
6	4,5	25,89	32,62	1,26
7	5,25	31,07	32,62	1,05
8	6	36,73	40,94	1,11
9	6,75	42,99	51,36	1,19
10	7,5	50,02	51,36	1,03
11	8,25	58,06	65,91	1,14
12	8,4	89,72	95,10	1,06

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METÁLICA

COTA	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,75	7,5	8,25	8,4
K	0,420	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283	0,283	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)
1	0,75	1,125	1,88	84
2	1,5	0,75	7,50	168
3	2,25	0,75	16,88	252
4	3	0,75	30,00	336
5	3,75	0,75	46,88	420
6	4,5	0,75	67,50	504
7	5,25	0,75	91,88	588
8	6	0,75	120,00	672
9	6,75	0,75	151,88	756
10	7,5	0,75	187,50	840
11	8,25	0,75	226,88	924
12	8,4	1,125	235,20	940,8

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	113,40	5,59	20,29	9,60
0,02	226,80	5,56	40,83	12,27
0,05	340,20	5,50	61,86	17,68
0,09	453,60	5,42	83,67	22,68
0,14	567,00	5,32	106,56	27,32
0,20	680,40	5,20	130,89	31,63
0,27	793,80	5,05	157,09	35,65
0,36	907,20	4,89	185,68	39,41
0,45	1020,60	4,70	217,33	46,13
0,56	1134,00	4,48	252,90	53,68
0,68	1247,40	4,25	293,54	62,30
0,70	1270,08	4,20	302,40	96,28

Diseño considerando DA1

Capa	cota (m)	La(m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	3,0	2,6	0,5	0,4
2	1,5	2,8	2,8	0,3	0,2
3	2,25	2,7	2,9	0,3	0,2
4	3	2,6	3,0	0,3	0,2

Capa	cota (m)	La(m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
5	3,75	2,5	3,1	0,2	0,2
6	4,5	2,3	3,3	0,2	0,2
7	5,25	2,2	3,4	0,2	0,2
8	6	1,2	4,4	0,2	0,1
9	6,75	0,8	4,8	0,2	0,2
10	7,5	0,5	5,2	0,1	0,3
11	8,25	0,1	5,5	0,1	0,4
12	8,4	0,0	5,6	0,2	0,6

Verificación Pull out

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)
1	0,75	1,125	1,88	84
2	1,5	0,75	7,50	168
3	2,25	0,75	16,88	252
4	3	0,75	30,00	336
5	3,75	0,75	46,88	420
6	4,5	0,75	67,50	504
7	5,25	0,75	91,88	588
8	6	0,75	120,00	672
9	6,75	1,125	151,88	756
10	7,5	2,125	187,50	840
11	8,25	3,125	226,88	924
12	8,4	4,125	235,20	940,8

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	84,00	5,59	15,03	7,11
0,02	168,00	5,56	30,24	9,09
0,05	252,00	5,50	45,82	13,10
0,09	336,00	5,42	61,98	16,80
0,14	420,00	5,32	78,93	20,24
0,20	504,00	5,20	96,96	23,43
0,27	588,00	5,05	116,36	26,41
0,36	672,00	4,89	137,54	29,19
0,45	756,00	4,70	160,99	51,25
0,56	840,00	4,48	187,34	112,66
0,68	924,00	4,25	217,43	192,29
0,70	940,80	4,20	224,00	261,49

Diseño considerando DA2

APÉNDICE G.- MURO DE SUELO REFORZADO SIN PENDIENTE EN CORONACION, CON SOBRECARGA (TRÁFICO DE VEHÍCULOS) Y PARAMENTO DE 8 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

$$D = H/20 = 0,4 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 5,6 \text{ m}$$

$$H_e = 8\text{m} + 0.4\text{m} = 8,4 \text{ m}$$

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	940,80	2,8	MV1	2634,24
Vs	68,32	2,8	MVs	191,30
F1	234,96	2,8	MF1	657,90
F2	34,13	4,2	MF2	143,33

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	924,00	2,8	MV1	2587,20
Vs	19,13	2,8	MVs	53,56
F1	226,65	2	MF1	453,30
F2	33,52	3	MF2	100,55

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F1+F2$	kN	412,17	271,19
Carga vertical, V1	kN	1270,08	846,72

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	733,28	488,85
Resistencia al deslizamiento	kN	733,28	488,85
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	488,85	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	412,17	
CDR	dim	1,78	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_1 + F_2$	kN	398,63	262,64
Carga vertical, V_1	kN	1247,40	831,60
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	720,19	480,12
Resistencia al deslizamiento	kN	720,19	480,12
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	480,12	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	398,63	
CDR	dim	1,81	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total (sin LL)	kN	1270,08	940,8
Momento estabilizador	kN·m	3556,22	2634,24
Momento desestabilizador	kN·m	1237,68	842,94
Momento resultante	kN·m	1396,56	
Punto de aplicación	m	1,48	
Excentricidad, eL	m	1,32	
Límite de excentricidad	m	1,4	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical total	kN	1389,64	1060,36
Momento estabilizador, M_e	kN·m	3890,99	2680,94
Momento desestabilizador, M_d	kN·m	1237,68	842,94
Momento resultante, $M_{e\max} - M_{d\max}$	kN·m	2653,31	

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Punto de aplicación, $a = Mr/V_{max}$	m	1,91	
Excentricidad	m	0,19	
Límite de excentricidad	m	1,4	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Distribución de tensiones	kN/m ²	266,28	
Capacidad de soporte	kN/m ²	1168,990664	
CDR	dim	4,39	
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,283	1	0,283	5,6	4,1	1,5
1,5	0,283	1	0,283	5,6	3,7	1,9
2,25	0,283	1	0,283	5,6	3,3	2,3
3	0,283	1	0,283	5,6	2,9	2,7
3,75	0,283	1	0,283	5,6	2,5	3,1
4,5	0,283	1	0,283	5,6	2,1	3,5
5,25	0,283	1	0,283	5,6	1,7	3,9
6	0,283	1	0,283	5,6	1,3	4,3
6,75	0,283	1	0,283	5,6	0,9	4,7
7,5	0,283	1	0,283	5,6	0,5	5,1
8,25	0,283	1	0,283	5,6	0,1	5,5
8,4	0,283	1	0,283	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	27	1,125	0,283	10,32	11,60
2	1,5	42	0,75	0,283	16,05	12,03
3	2,25	57	0,75	0,283	21,78	16,33
4	3	72	0,75	0,283	27,51	20,63
5	3,75	87	0,75	0,283	33,24	24,93
6	4,5	102	0,75	0,283	38,97	29,23
7	5,25	117	0,75	0,283	44,70	33,52

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
8	6	132	0,75	0,283	50,43	37,82
9	6,75	147	0,75	0,283	56,16	42,12
10	7,5	162	0,75	0,283	61,89	46,42
11	8,25	177	0,75	0,283	67,62	50,72
12	8,4	180	1,125	0,283	68,77	77,37

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Req Le (m)	ratio
0,75	0,45	0,66	2,31
1,5	0,45	0,44	4,37
2,25	0,45	0,44	5,27
3	0,45	0,44	6,17
3,75	0,45	0,44	7,07
4,5	0,45	0,44	7,97
5,25	0,45	0,44	8,88
6	0,45	0,44	9,78
6,75	0,45	0,44	10,68
7,5	0,45	0,44	11,58
8,25	0,45	0,44	12,48
8,4	0,45	0,66	8,44

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal·Phi	Tmax	ratio
1	2XT	15,27	13,75	11,60	1,18
2	2XT	15,27	13,75	12,03	1,14
3	3XT	26,73	24,06	16,33	1,47
4	3XT	26,73	24,06	20,63	1,17
5	5XT	35,88	32,29	24,93	1,30
6	5XT	35,88	32,29	29,23	1,10
7	7XT	45,04	40,53	33,52	1,21
8	7XT	45,04	40,53	37,82	1,07
9	8XT	56,49	50,84	42,12	1,21
10	8XT	56,49	50,84	46,42	1,10
11	8XT	56,49	50,84	50,72	1,00
9	20XT	104,61	94,15	77,37	1,22

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,283	2,337	0,661	5,6	2,52	3,08
1,5	0,283	2,175	0,615	5,6	2,52	3,08
2,25	0,283	2,012	0,569	5,6	2,52	3,08
3	0,283	1,849	0,523	5,6	2,52	3,08
3,75	0,283	1,686	0,477	5,6	2,52	3,08
4,5	0,283	1,524	0,431	5,6	2,34	3,26
5,25	0,283	1,361	0,385	5,6	1,89	3,71
6	0,283	1,198	0,339	5,6	1,44	4,16
6,75	0,283	1,200	0,340	5,6	0,99	4,61
7,5	0,283	1,200	0,340	5,6	0,54	5,06
8,25	0,283	1,200	0,340	5,6	0,09	5,51
8,4	0,283	1,200	0,340	5,6	0,00	5,60

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	27	1,125	0,661	24,11	27,12
2	1,5	42	0,75	0,615	34,89	26,17
3	2,25	57	0,75	0,569	43,81	32,86
4	3	72	0,75	0,523	50,86	38,15
5	3,75	87	0,75	0,477	56,05	42,04
6	4,5	102	0,75	0,431	59,37	44,53
7	5,25	117	0,75	0,385	60,83	45,62
8	6	132	0,75	0,339	60,42	45,31
9	6,75	147	0,75	0,340	67,39	50,55
10	7,5	162	0,75	0,340	74,27	55,70
11	8,25	177	0,75	0,340	81,15	60,86
12	8,4	180	1,125	0,340	82,52	92,84

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
0,75	1,3875	2,01	1,53
1,5	1,295	1,34	2,30
2,25	1,2025	1,33	2,31
3	1,11	1,33	2,32
3,75	1,0175	1,32	2,33
4,5	0,925	1,31	2,49
5,25	0,8325	1,30	2,85
6	0,74	1,29	3,23

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634 (F^*)$	Le,req (m)	ratio
6,75	0,74	1,29	3,57
7,5	0,74	1,29	3,92
8,25	0,74	1,29	4,27
8,4	0,74	1,94	2,88

Verificación Pull out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo.

$$D = H/20 = 0,4 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.70H = 5,6 \text{ m}$$

$$H_e = 8\text{m} + 0.4\text{m} = 8,4$$

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	403,64
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	940,80
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
cu, resistencia al corte sin drenaje	kPa	20
término desestabilizador	kN	484,36
término estabilizador	kN	543,17
CDR	dim	1,12
¿Se cumple la condición?	-	Si

ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	390,25
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	924,00
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,3
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parametro de interacción	dim	1

ítem	Unidades	Resultado
término desestabilizador	kN	507,32
término estabilizador	kN	533,47
CDR	dim	1,05
¿Se cumple la condición?	-	Si

ESTABILIDAD AL VUELCO

ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	1429,2
Momento estabilizador, M_e	kN·m	3951,36
Momento desestabilizador, M_d	kN·m	1201,84
Momento resultante, $M_{max} - M_{dmax}$	kN·m	2749,52
Punto de aplicación, $a = M_r/V_{max}$	m	1,92
Excentricidad	m	0,88
Límite de excentricidad	m	1,4
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si
L, longitud de refuerzo	m	5,6
q_r , capacidad de soporte	kN/m ²	371,45
q_{ult} , capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1272
f_{ms} , factor parcial aplicado a q_{ult}	dim	1,35
q_{ult} factorizada	kN/m ²	947,88
CDR	dim	2,55
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro		

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Q (kN)	Hq(kN)
1	0,75	1,125	1,59	84	67,2	2,55
2	1,5	0,75	7,49	168	67,2	5,09
3	2,25	0,75	16,86	252	67,2	7,64
4	3	0,75	29,97	336	67,2	10,19
5	3,75	0,75	46,83	420	67,2	12,74
6	4,5	0,75	67,43	504	67,2	15,28
7	5,25	0,75	91,78	588	67,2	17,83
8	6	0,75	119,88	672	67,2	20,38
9	6,75	0,75	132,17	756	67,2	22,92
10	7,5	0,75	132,17	840	67,2	25,47
11	8,25	0,75	132,17	924	67,2	28,02

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Q (kN)	Hq(kN)
12	8,4	1,125	132,17	940,8	67,2	28,53

Resultados de las Fuerzas

e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,02	126,0	5,57	22,63	7,20
0,05	252,0	5,51	45,74	9,71
0,08	378,0	5,43	69,59	14,77
0,13	504,0	5,33	94,55	20,07
0,20	630,0	5,21	120,98	25,68
0,27	756,0	5,06	149,34	31,70
0,35	882,0	4,89	180,20	38,25
0,45	1008,0	4,70	214,26	45,48
0,50	1134,0	4,61	246,06	52,23
0,51	1260,0	4,59	274,76	58,32
0,52	1386,0	4,56	303,74	64,47
0,52	1411,2	4,56	309,57	98,56

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	7,20	13,89	1,93
2	1,5	9,71	13,89	1,43
3	2,25	14,77	24,30	1,64
4	3	20,07	24,30	1,21
5	3,75	25,68	32,62	1,27
6	4,5	31,70	32,62	1,03
7	5,25	38,25	40,94	1,07
8	6	45,48	51,36	1,13
9	6,75	52,23	65,91	1,26
10	7,5	58,32	65,91	1,13
11	8,25	64,47	65,91	1,02
12	8,4	98,56	142,65	1,45

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)	ratio
1	0,75	4,07	1,53	0,86	1,78
2	1,5	3,67	1,93	0,46	4,19
3	2,25	3,27	2,33	0,39	6,01
4	3	2,87	2,73	0,34	8,09
5	3,75	2,47	3,13	0,30	10,38
6	4,5	2,07	3,53	0,27	12,82
7	5,25	1,67	3,93	0,26	15,36

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)	ratio
8	6	1,28	4,32	0,24	17,92
9	6,75	0,88	4,72	0,23	20,94
10	7,5	0,48	5,12	0,21	24,50
11	8,25	0,08	5,52	0,19	28,33
12	8,4	0,00	5,60	0,29	19,41

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

Capa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr	Pull-out	Min (Tr,Pull-out)
1	0,75	4,07	1,53	13,89	8,35	8,35
2	1,5	3,67	1,93	13,89	21,04	13,89
3	2,25	3,27	2,33	24,30	38,08	24,30
4	3	2,87	2,73	24,30	59,46	24,30
5	3,75	2,47	3,13	32,62	85,19	32,62
6	4,5	2,07	3,53	32,62	115,27	32,62
7	5,25	1,67	3,93	40,94	149,69	40,94
8	6	1,28	4,32	51,36	188,45	51,36
9	6,75	0,88	4,72	65,91	231,56	65,91
10	7,5	0,48	5,12	65,91	279,01	65,91
11	8,25	0,08	5,52	65,91	330,81	65,91
12	8,4	0,00	5,60	142,65	341,70	142,65
$\Sigma \text{Min}(\text{Tr}, \text{Pull-out})$						568,74
θ	64					
B (m)	4,10					
Q (kN)	18					
V (kN)	589,96					
ΣF	340,61	$\Sigma \text{Min}(\text{Tr}, \text{Pull-out}) / \Sigma F$				1,67

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

COTA	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,75	7,5	8,25	8,4
K	0,420	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283	0,283	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Q (kN)	Hq(kN)
1	0,75	1,125	1,59	84	67,2	2,547
2	1,5	0,75	6,37	168	67,2	5,094
3	2,25	0,75	14,33	252	67,2	7,641
4	3	0,75	25,47	336	67,2	10,188
5	3,75	0,75	39,80	420	67,2	12,735
6	4,5	0,75	57,31	504	67,2	15,282
7	5,25	0,75	78,00	588	67,2	17,829
8	6	0,75	101,88	672	67,2	20,376
9	6,75	0,75	128,94	756	67,2	22,923
10	7,5	0,75	159,19	840	67,2	25,47
11	8,25	0,75	192,62	924	67,2	28,017
12	8,4	1,125	199,68	940,8	67,2	28,5264

Resultados de las Fuerzas

e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	226,80	5,57	40,69	19,24
0,02	352,80	5,55	63,53	19,09
0,03	478,80	5,53	86,57	24,75
0,05	604,80	5,51	109,81	29,77
0,06	730,80	5,49	133,23	34,16
0,07	856,80	5,46	156,86	37,91
0,08	982,80	5,44	180,67	41,01
0,09	1108,80	5,42	204,69	43,45
0,10	1234,80	5,39	228,92	48,59
0,11	1360,80	5,37	253,34	53,77
0,13	1486,80	5,35	277,98	59,00
0,13	1512,00	5,34	283,05	90,11

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	19,24	342,35	17,8
2	1,5	19,09	342,35	17,9
3	2,25	24,75	342,35	13,8
4	3	29,77	342,35	11,5
5	3,75	34,16	342,35	10,0
6	4,5	37,91	342,35	9,0
7	5,25	41,01	342,35	8,3
8	6	43,45	342,35	7,9
9	6,75	48,59	342,35	7,0
10	7,5	53,77	342,35	6,4
11	8,25	59,00	342,35	5,8

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
12	8,4	90,11	342,35	3,8

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
1	0,75	3,0	2,6	1,3
2	1,5	2,8	2,8	0,6
3	2,25	2,7	2,9	0,5
4	3	2,6	3,0	0,5
5	3,75	2,5	3,1	0,4
6	4,5	2,3	3,3	0,4
7	5,25	2,2	3,4	0,3
8	6	1,2	4,4	0,2
9	6,75	0,8	4,8	0,2
10	7,5	0,5	5,2	0,2
11	8,25	0,1	5,5	0,2
12	8,4	0,0	5,6	0,3

Verificación Pull out

EUROCÓDIGO 7

Se debe de satisfacer la ecuación fundamental para el estado límite.

La ecuación fundamental para el estado limite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

En el Eurocódigo permite elegir el estado límite que debe satisfacer el diseño. Por lo tanto, el diseño se ha según las combinaciones DA1 y DA2. Los cuales implican el uso de unos factores, además, éstos modifican los parámetros de las acciones y de los materiales.

En el primer apéndice, apéndice A, se recogen estos valores.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	1270,08	2,1	MV1	2667,17
Vs	67,2	2,1	MVs	141,12
F1	235,20	2,1	MF1	493,92
F2	56	3,15	MF2	176,40

Tabla de resultados considerando DA1

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	940,80	2,1	MV1	1975,68
Vs	67,2	2,1	MVs	141,12
F1	288,68	2,1	MF1	606,23
F2	68,73	3	MF2	206,20

Tabla de resultados considerando DA2

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Carga lateral, total	kN	393,12	357,42
Carga vertical total	kN	1270,08	940,80

Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	733,28	434,54
CDR	dim	1,87	1,22
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador	kN·m	2667,17	1975,68
Momento desestabilizador	kN·m	931,39	874,30
CDR	dim	2,86	2,26
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Momento estabilizador, M_e	kN·m	2667,17	1975,68
Momento desestabilizador, M_d	kN·m	931,39	874,30
Punto de aplicación, x	m	1,37	1,17
Excentricidad, e	m	1,43	1,63
$L-2e$	m	2,73	2,34
Tensión max, σ_{max}	kN/m ²	464,66	401,82
Capacidad de soporte, q_u	kN/m ²	1175,952	580,422
CDR	dim	2,53	1,44
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	q (kN)	Fq(kN)
1	0,75	1,125	1,88	84	67,2	2,547
2	1,5	0,75	7,50	168	67,2	5,094
3	2,25	0,75	16,88	252	67,2	7,641

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	q (kN)	Fq(kN)
4	3	0,75	30,00	336	67,2	10,188
5	3,75	0,75	46,88	420	67,2	12,735
6	4,5	0,75	67,50	504	67,2	15,282
7	5,25	0,75	91,88	588	67,2	17,829
8	6	0,75	120,00	672	67,2	20,376
9	6,75	0,75	151,88	756	67,2	22,923
10	7,5	0,75	187,50	840	67,2	25,47
11	8,25	0,75	226,88	924	67,2	28,017
12	8,4	1,125	235,20	940,8	67,2	28,5264

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	113,40	5,59	20,29	6,45
0,02	226,80	5,56	40,83	8,66
0,05	340,20	5,50	61,86	13,12
0,09	453,60	5,42	83,67	17,74
0,14	567,00	5,32	106,56	22,59
0,20	680,40	5,20	130,89	27,75
0,27	793,80	5,05	157,09	33,31
0,36	907,20	4,89	185,68	39,37
0,45	1020,60	4,70	217,33	46,08
0,56	1134,00	4,48	252,90	53,62
0,68	1247,40	4,25	293,54	62,24
0,70	1270,08	4,20	302,40	96,18

Diseño considerando DA1

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,45	13,89	2,15
2	1,5	8,66	13,89	1,60
3	2,25	13,12	13,89	1,06
4	3	17,74	24,30	1,37
5	3,75	22,59	24,30	1,08
6	4,5	27,75	32,62	1,18
7	5,25	33,31	40,94	1,23
8	6	39,37	40,94	1,04
9	6,75	46,08	51,36	1,11
10	7,5	53,62	65,91	1,23
11	8,25	62,24	65,91	1,06
12	8,4	96,18	142,65	1,48

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	4,07	1,53	0,6	0,6
2	1,5	3,67	1,93	0,3	0,3
3	2,25	3,27	2,33	0,3	0,2
4	3	2,87	2,73	0,2	0,2
5	3,75	2,47	3,13	0,2	0,2
6	4,5	2,07	3,53	0,2	0,2
7	5,25	1,67	3,93	0,2	0,2
8	6	1,28	4,32	0,2	0,1
9	6,75	0,88	4,72	0,2	0,1
10	7,5	0,48	5,12	0,1	0,1
11	8,25	0,08	5,52	0,1	0,1
12	8,4	0,00	5,60	0,2	0,2

Verificación Pull out

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	84,00	5,59	15,03	6,02
0,02	168,00	5,56	30,24	8,08
0,05	252,00	5,50	45,82	12,24
0,09	336,00	5,42	61,98	16,55
0,14	420,00	5,32	78,93	21,08
0,20	504,00	5,20	96,96	25,89
0,27	588,00	5,05	116,36	31,07
0,36	672,00	4,89	137,54	36,73
0,45	756,00	4,70	160,99	42,99
0,56	840,00	4,48	187,34	50,02
0,68	924,00	4,25	217,43	58,06
0,70	940,80	4,20	224,00	89,72

Diseño considerando DA2

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	6,02	13,89	2,31
2	1,5	8,08	13,89	1,72
3	2,25	12,24	13,89	1,13
4	3	16,55	24,30	1,47
5	3,75	21,08	24,30	1,15
6	4,5	25,89	32,62	1,26
7	5,25	31,07	32,62	1,05
8	6	36,73	40,94	1,11

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
9	6,75	42,99	51,36	1,19
10	7,5	50,02	51,36	1,03
11	8,25	58,06	65,91	1,14
12	8,4	89,72	95,10	1,06

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	q (kN)	Fq(kN)
1	0,75	1,125	1,59	84	67,2	2,55
2	1,5	0,75	6,36	168	67,2	5,09
3	2,25	0,75	14,31	252	67,2	7,64
4	3	0,75	25,44	336	67,2	10,19
5	3,75	0,75	39,76	420	67,2	12,74
6	4,5	0,75	57,25	504	67,2	15,28
7	5,25	0,75	77,92	588	67,2	17,83
8	6	0,75	101,78	672	67,2	20,38
9	6,75	0,75	128,81	756	67,2	22,92
10	7,5	0,75	159,03	840	67,2	25,47
11	8,25	0,75	192,42	924	67,2	28,02
12	8,4	1,125	199,48	940,8	67,2	28,53

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,005	113,40	5,59	20,28	9,59
0,02	226,80	5,56	40,78	12,86
0,04	340,20	5,51	61,69	19,45
0,08	453,60	5,45	83,25	26,25
0,12	567,00	5,36	105,72	33,33
0,17	680,40	5,26	129,37	40,79
0,23	793,80	5,14	154,55	48,73
0,30	907,20	4,99	181,65	57,27
0,38	1020,60	4,83	211,16	66,58
0,47	1134,00	4,65	243,69	76,83
0,57	1247,40	4,45	280,02	88,29
0,59	1270,08	4,41	287,83	136,12

Diseño considerando DA1

Capa	cota (m)	La(m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	3,0	2,6	0,5	0,4
2	1,5	2,8	2,8	0,3	0,2
3	2,25	2,7	2,9	0,3	0,2
4	3	2,6	3,0	0,3	0,2

Capa	cota (m)	La(m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
5	3,75	2,5	3,1	0,3	0,2
6	4,5	2,3	3,3	0,3	0,2
7	5,25	2,2	3,4	0,3	0,2
8	6	1,2	4,4	0,2	0,2
9	6,75	0,8	4,8	0,2	0,2
10	7,5	0,5	5,2	0,2	0,2
11	8,25	0,1	5,5	0,2	0,2
12	8,4	0,0	5,6	0,3	0,2

Verificación Pull out

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	q (kN)	Fq(kN)
1	0,75	1,125	1,59	84	67,2	2,55
2	1,5	0,75	6,36	168	67,2	5,09
3	2,25	0,75	14,31	252	67,2	7,64
4	3	0,75	25,44	336	67,2	10,19
5	3,75	0,75	39,76	420	67,2	12,74
6	4,5	0,75	57,25	504	67,2	15,28
7	5,25	0,75	77,92	588	67,2	17,83
8	6	0,75	101,78	672	67,2	20,38
9	6,75	0,75	128,81	756	67,2	22,92
10	7,5	0,75	159,03	840	67,2	25,47
11	8,25	0,75	192,42	924	67,2	28,02
12	8,4	1,125	199,48	940,8	67,2	28,53

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	sigmaV	Tmax (kN/m)
0,005	84,00	5,59	15,03	7,11
0,02	168,00	5,56	30,20	9,52
0,04	252,00	5,51	45,70	14,41
0,08	336,00	5,45	61,67	19,44
0,12	420,00	5,36	78,31	24,69
0,17	504,00	5,26	95,83	30,21
0,23	588,00	5,14	114,48	36,09
0,30	672,00	4,99	134,56	42,42
0,38	756,00	4,83	156,42	49,32
0,47	840,00	4,65	180,51	56,91
0,57	924,00	4,45	207,42	65,40
0,59	940,80	4,41	213,21	100,83

Diseño considerando DA2

APÉNDICE H.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 10 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 8 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

Lmin	5,6
H	8,4
He	8
d	0,4
beta	10
x	0,99
H' = H + x	9,39

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	940,80	2,8	MV1	2634,24
V2	55,44	3,73	MV2	206,98
F1	307,72	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	53,44	5,6	MFv	299,24
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	303,05	3,13	MF1	948,27

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	924	2,8	MV1	2587,20
V2	55,44	3,73	MV2	206,98
F1	297,97	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	51,74	5,6	MFv	289,75
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	293,44	3,08	MF1	903,55

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	454,57	272,74
Carga vertical, Total	kN	1425,08	1044,33
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	822,77	602,95
Resistencia al deslizamiento	kN	822,77	602,95
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	602,95	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	454,57	
CDR	dim	1,81	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	440,16	264,10
Carga vertical, V_1	kN	1057,05	1026,01
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	610,29	592,37
Resistencia al deslizamiento	kN	610,29	592,37
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	592,37	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	440,16	
CDR	dim	1,39	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en el último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical $V_1 + V_2$	kN	1344,924	996,24
Momento estabilizador	kN·m	3835,64	2841,22
Momento estabilizador	kN·m	448,86	269,31
Momento estabilizador Total	kN·m	4284,50	3110,53
Momento desestabilizador	kN·m	1422,41	853,45
Momento neto	kN·m	2862,09	2257,08
Punto de aplicación, $a = M_r/V_{max}$	-	2,13	2,16
Excentricidad, eL	m	0,67	0,64
Límite de excentricidad	m	1,40	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical V1 +V2	kN	1344,924	996,24
Momento estabilizador	kN·m	3835,64	2841,22
Momento estabilizador	kN·m	448,86	269,31
Momento estabilizador Total	kN·m	4284,50	3110,53
Momento desestabilizador	kN·m	1422,41	853,45
Momento neto	kN·m	2862,09	2257,08
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	-	2,13	2,16
Excentricidad, eL	m	0,67	0,64
Límite de excentricidad	m	1,40	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Ancho efectivo	m	4,26	4,32
Presión de hundimiento	kN/m ²	334,83	329,68
Capacidad de soporte	kN/m ²	953,37	953,37
CDR	dim	1,85	1,88
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,294	1	0,349	5,6	4,07	1,53
1,5	0,294	1	0,349	5,6	3,67	1,93
2,25	0,294	1	0,349	5,6	3,27	2,33
3	0,294	1	0,349	5,6	2,87	2,73
3,75	0,294	1	0,349	5,6	2,47	3,13
4,5	0,294	1	0,349	5,6	2,07	3,53
5,25	0,294	1	0,349	5,6	1,67	3,93
6	0,294	1	0,349	5,6	1,28	4,32
6,75	0,294	1	0,349	5,6	0,88	4,72
7,5	0,294	1	0,349	5,6	0,48	5,12
8,25	0,294	1	0,349	5,6	0,08	5,52
8,4	0,294	1	0,349	5,6	0,00	5,60

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	10	0,494	24,87	1,125	0,294	9,87	11,11
2	1,5	10	0,494	39,87	0,75	0,294	15,83	11,87
3	2,25	10	0,494	54,87	0,75	0,294	21,78	16,33
4	3	10	0,494	69,87	0,75	0,294	27,73	20,80
5	3,75	10	0,494	84,87	0,75	0,294	33,69	25,26
6	4,5	10	0,494	99,87	0,75	0,294	39,64	29,73
7	5,25	10	0,494	114,87	0,75	0,294	45,59	34,20
8	6	10	0,494	129,87	0,75	0,294	51,55	38,66
9	6,75	10	0,494	144,87	0,75	0,294	57,50	43,13
10	7,5	10	0,494	159,87	0,75	0,294	63,45	47,59
11	8,25	10	0,494	174,87	0,75	0,294	69,41	52,06
12	8,4	10	0,494	177,87	1,125	0,294	70,60	79,42

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Req Le (m)	ratio
0,75	0,450	0,69	2,22
1,5	0,450	0,46	4,20
2,25	0,450	0,46	5,07
3	0,450	0,46	5,94
3,75	0,450	0,46	6,81
4,5	0,450	0,46	7,68
5,25	0,450	0,46	8,54
6	0,450	0,46	9,41
6,75	0,450	0,46	10,28
7,5	0,450	0,46	11,15
8,25	0,450	0,46	12,02
8,4	0,450	0,69	8,13

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal·Phi	Tmax	ratio
1	2XT	15,27	13,75	11,11	1,24
2	2XT	15,27	13,75	11,87	1,16
3	3XT	26,73	24,06	16,33	1,47
4	3XT	26,73	24,06	20,80	1,16
5	5XT	35,88	32,29	25,26	1,28
6	7XT	45,00	40,50	29,73	1,36
7	7XT	45,00	40,50	34,20	1,18
8	8XT	56,49	50,84	38,66	1,32
9	8XT	56,49	50,84	43,13	1,18

Capa	Geogrid	Talc	Tal·Phi	Tmax	ratio
10	10XT	72,50	65,25	47,59	1,37
11	10XT	72,50	65,25	52,06	1,25
12	20XT	104,61	94,15	79,42	1,19

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,294	2,235	0,657	5,6	2,5	3,1
1,5	0,294	2,073	0,609	5,6	2,5	3,1
2,25	0,294	1,910	0,561	5,6	2,5	3,1
3	0,294	1,747	0,514	5,6	2,5	3,1
3,75	0,294	1,584	0,466	5,6	2,5	3,1
4,5	0,294	1,422	0,418	5,6	2,3	3,3
5,25	0,294	1,259	0,370	5,6	1,9	3,7
6	0,294	1,200	0,353	5,6	1,4	4,2
6,75	0,294	1,200	0,353	5,6	1,0	4,6
7,5	0,294	1,200	0,353	5,6	0,5	5,1
8,25	0,294	1,200	0,353	5,6	0,1	5,5
8,4	0,294	1,200	0,353	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	10	0,494	24,87	1,125	0,657	22,07	24,83
2	1,5	10	0,494	39,87	0,75	0,609	32,80	24,60
3	2,25	10	0,494	54,87	0,75	0,561	41,59	31,20
4	3	10	0,494	69,87	0,75	0,514	48,45	36,34
5	3,75	10	0,494	84,87	0,75	0,466	53,37	40,03
6	4,5	10	0,494	99,87	0,75	0,418	56,35	42,26
7	5,25	10	0,494	114,87	0,75	0,370	57,39	43,04
8	6	10	0,494	129,87	0,75	0,353	61,86	46,39
9	6,75	10	0,494	144,87	0,75	0,353	69,00	51,75
10	7,5	10	0,494	159,87	0,75	0,353	76,14	57,11
11	8,25	10	0,494	174,87	0,75	0,353	83,29	62,47
12	8,4	10	0,494	177,87	1,125	0,353	84,72	95,31

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
0,75	1,3875	2,00	1,54

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
1,5	1,295	1,32	2,33
2,25	1,2025	1,31	2,35
3	1,11	1,30	2,37
3,75	1,0175	1,29	2,39
4,5	0,925	1,27	2,57
5,25	0,8325	1,25	2,97
6	0,74	1,34	3,10
6,75	0,74	1,34	3,44
7,5	0,74	1,34	3,77
8,25	0,74	1,34	4,11
8,4	0,74	2,01	2,78

Verificación Pull out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo.

Lmin	5,6
H	8,4
He	8
d	0,4
beta	10
x	0,99
H' = H + x	9,39

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	940,80	2,8	MV1	2634,24
V2	55,44	3,73	MV2	505,94
F1	307,72	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	53,44	5,6	MFv	742,52
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	303,05	2,80	MF1	2105,52

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	924,00	2,8	MV1	2587,20
V2	55,44	3,73	MV2	505,94
F1	297,97	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	51,74	5,6	MFv	718,99
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	293,44	2,75	MF1	2002,38

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	454,57
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	940,80
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,2
fms, factores parciales del material	dim	1
cu, resistencia al corte sin drenaje	kPa	20
término desestabilizador	kN	545,48
término estabilizador	kN	634,58
CDR	dim	1,16
¿Se cumple la condición?	-	Si

ítem	Unidades	Resultado
Rh, resultante de fuerza horizontal factorizada	kN	440,16
Rv, resultante de fuerza vertical factorizada	kN	924,00
fs, factor parcial frente al deslizamiento	dim	1,3
fms, factores parciales del material	dim	1
a, parametro de interacción	dim	1
término desestabilizador	kN	572,21
término estabilizador	kN	623,25
CDR	dim	1,09
¿Se cumple la condición?	-	Si

ESTABILIDAD AL VUELCO

ítem	Unidades	Resultado
Carga Vertical total	kN	1429,2
Momento estabilizador, Me	kN·m	5824,05
Momento desestabilizador, Md	kN·m	3158,27
Momento resultante, Memax - Mdmax	kN·m	2665,78
Punto de aplicación, a = Mr/Vmax	m	1,87
Excentricidad	m	0,93
Límite de excentricidad	m	1,4
Se satisface el criterio de excentricidad	-	Si

ítem	Unidades	Resultado
L, longitud de refuerzo	m	5,6
qr, capacidad de soporte	kN/m ²	383,12
qult, capacidad de carga última (Brinch-Hansen)	kN/m ²	1051,2
fms, factor parcial aplicado a qult	dim	1,35
qult factorizada	kN/m ²	778,67
CDR	dim	2,03
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro		

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	84	55,44	10,57	10,41	1,83
2	1,5	0,75	168	55,44	21,64	21,31	3,76
3	2,25	0,75	252	55,44	36,64	36,08	6,36
4	3	0,75	336	55,44	55,56	54,72	9,65
5	3,75	0,75	420	55,44	78,41	77,22	13,62
6	4,5	0,75	504	55,44	105,19	103,59	18,27
7	5,25	0,75	588	55,44	135,89	133,83	23,60
8	6	0,75	672	55,44	170,52	167,93	29,61
9	6,75	0,75	756	55,44	209,08	205,90	36,31
10	7,5	0,75	840	55,44	251,56	247,74	43,68
11	8,25	0,75	924	55,44	297,97	293,44	51,74
12	8,4	1,125	940,8	55,44	307,72	303,05	53,44

Resultados de las Fuerzas

e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,02	211,91	5,56	38,09	12,60
0,05	340,80	5,51	61,89	13,65
0,09	470,70	5,43	86,72	19,12
0,14	601,63	5,33	112,94	24,90
0,20	733,58	5,21	140,93	31,08
0,27	866,56	5,06	171,19	37,75
0,35	1000,56	4,90	204,29	45,05
0,44	1135,58	4,71	240,96	53,13
0,55	1271,62	4,51	282,14	62,21
0,66	1408,68	4,28	329,05	72,56
0,78	1546,77	4,03	383,35	84,53

e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,81	1574,51	3,98	395,28	130,74

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	12,60	13,89	1,10
2	1,5	13,65	13,89	1,02
3	2,25	19,12	24,30	1,27
4	3	24,90	32,62	1,31
5	3,75	31,08	32,62	1,05
6	4,5	37,75	40,94	1,08
7	5,25	45,05	51,36	1,14
8	6	53,13	65,91	1,24
9	6,75	62,21	65,91	1,53
10	7,5	72,56	95,10	1,31
11	8,25	84,53	95,10	1,13
12	8,4	130,74	142,65	1,09

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)	ratio
1	0,75	4,07	1,53	0,65	2,36
2	1,5	3,67	1,93	0,39	4,94
3	2,25	3,27	2,33	0,35	6,68
4	3	2,87	2,73	0,31	8,67
5	3,75	2,47	3,13	0,29	10,84
6	4,5	2,07	3,53	0,27	13,14
7	5,25	1,67	3,93	0,25	15,50
8	6	1,28	4,32	0,24	17,87
9	6,75	0,88	4,72	0,23	20,16
10	7,5	0,48	5,12	0,23	22,29
11	8,25	0,08	5,52	0,23	24,20
12	8,4	0,00	5,60	0,34	16,36

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

Capa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr	Pull-out	Min(Tr,Pull-out)
1	0,75	4,07	1,53	13,89	8,35	8,35
2	1,5	3,67	1,93	13,89	21,04	13,89
3	2,25	3,27	2,33	24,30	38,08	24,30
4	3	2,87	2,73	32,62	59,46	32,62
5	3,75	2,47	3,13	32,62	85,19	32,62
6	4,5	2,07	3,53	40,94	115,27	40,94
7	5,25	1,67	3,93	51,36	149,69	51,36
8	6	1,28	4,32	65,91	188,45	65,91
9	6,75	0,88	4,72	65,91	231,56	65,91
10	7,5	0,48	5,12	95,10	279,01	95,10
11	8,25	0,08	5,52	95,10	330,81	95,10
12	8,4	0,00	5,60	142,65	341,70	142,65
$\sum Min(Tr, Pull-out)$						668,74
θ	64					
B (m)	4,10					
Q (kN)	0					
V (kN)	577,06					
$\sum F$	333,16	$\sum Min(Tr, Pull-out) / \sum F$				2,007258

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

COTA	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,75	7,5	8,25	8,4
K	0,420	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283	0,283	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	84	55,44	10,57	10,41	1,83
2	1,5	0,75	168	55,44	21,64	21,31	3,76
3	2,25	0,75	252	55,44	36,64	36,08	6,36
4	3	0,75	336	55,44	55,56	54,72	9,65
5	3,75	0,75	420	55,44	78,41	77,22	13,62

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
6	4,5	0,75	504	55,44	105,19	103,59	18,27
7	5,25	0,75	588	55,44	135,89	133,83	23,60
8	6	0,75	672	55,44	170,52	167,93	29,61
9	6,75	0,75	756	55,44	209,08	205,90	36,31
10	7,5	0,75	840	55,44	251,56	247,74	43,68
11	8,25	0,75	924	55,44	297,97	293,44	51,74
12	8,4	1,125	940,8	55,44	307,72	303,05	53,44

Resultados de las Fuerzas

e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,02	211,91	5,56	38,09	18,07
0,05	340,80	5,51	61,89	18,73
0,09	470,70	5,43	86,72	25,06
0,14	601,63	5,33	112,94	31,09
0,20	733,58	5,21	140,93	36,86
0,27	866,56	5,06	171,19	42,43
0,35	1000,56	4,90	204,29	47,84
0,44	1135,58	4,71	240,96	53,13
0,55	1271,62	4,51	282,14	62,21
0,66	1408,68	4,28	329,05	72,56
0,78	1546,77	4,03	383,35	84,53
0,81	1574,51	3,98	395,28	130,74

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	18,07	342,35	18,95
2	1,5	18,73	342,35	18,28
3	2,25	25,06	342,35	13,66
4	3	31,09	342,35	11,01
5	3,75	36,86	342,35	9,29
6	4,5	42,43	342,35	8,07
7	5,25	47,84	342,35	7,16
8	6	53,13	342,35	6,44
9	6,75	62,21	342,35	5,50
10	7,5	72,56	342,35	4,72
11	8,25	84,53	342,35	4,05
12	8,4	130,74	342,35	2,62

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
1	0,75	3,0	2,6	1,3
2	1,5	2,8	2,8	0,6

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
3	2,25	2,7	2,9	0,5
4	3	2,6	3,0	0,5
5	3,75	2,5	3,1	0,4
6	4,5	2,3	3,3	0,4
7	5,25	2,2	3,4	0,4
8	6	1,2	4,4	0,3
9	6,75	0,8	4,8	0,3
10	7,5	0,5	5,2	0,3
11	8,25	0,1	5,5	0,3
12	8,4	0,0	5,6	0,4

Verificación Pull out

EUROCÓDIGO 7

Se debe de satisfacer la ecuación fundamental para el estado límite.

La ecuación fundamental para el estado limite se basa en la comparación de los efectos de las acciones de diseño, E_d , ante la resistencia de diseño, R_d .

$$E_d \leq R_d$$

En el Eurocódigo permite elegir el estado límite que debe satisfacer el diseño. Por lo tanto, el diseño se ha según las combinaciones DA1 y DA2. Los cuales implican el uso de unos factores, además, éstos modifican los parámetros de las acciones y de los materiales.

En el primer apéndice, apéndice A, se recogen estos valores.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	940,80	2,1	MV1	1975,68
V2	2,76	3,73	MV2	10,32
F1	307,55	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	53,41	5,6	MFv	299,07
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	302,88	3,13	MF1	947,75

Tabla de resultados considerando DA1

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	940,80	2,1	MV1	1975,68
V2	2,76	3,73	MV2	10,32
F1	383,34	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	66,57	5,6	MFv	372,77
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	377,52	3,13	MF1	1181,30

Tabla de resultados considerando DA2

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Carga lateral, total	kN	408,89	377,52
Carga vertical total	kN	996,97	1010,13
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	575,60	583,20

CDR	dim	1,41	1,54
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador	kN·m	2285,07	2358,77
Momento desestabilizador	kN·m	1279,47	1181,30
CDR	dim	1,79	2,00
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	DA1	DA2
Momento estabilizador, Me	kN·m	2285,07	2358,77
Momento desestabilizador, Md	kN·m	1279,47	1181,30
Punto de aplicación, x	m	1,01	1,17
Excentricidad, e	m	1,79	1,63
L-2e	m	2,02	2,33
Tensión max, sigma max	kN/m ²	494,20	433,29
Capacidad de soporte, qu	kN/m ²	1175,952	580,422
CDR	dim	2,38	1,34
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	112	41,44	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	224	41,44	17,51	17,25	3,04
3	2,25	0,75	336	41,44	31,20	30,73	5,42
4	3	0,75	448	41,44	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	560	41,44	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	672	41,44	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	784	41,44	125,22	123,32	21,74

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
8	6	0,75	896	41,44	158,54	156,13	27,53
9	6,75	0,75	1008	41,44	195,79	192,81	34,00
10	7,5	0,75	1120	41,44	236,96	233,36	41,15
11	8,25	0,75	1232	41,44	282,06	277,78	48,98
12	8,4	1,125	1344	41,44	291,55	287,12	50,63

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	208,96	5,58	37,48	11,92
0,03	362,45	5,54	65,47	13,88
0,06	516,86	5,48	94,32	20,00
0,10	672,19	5,41	124,32	26,36
0,14	828,44	5,32	155,79	33,03
0,19	985,61	5,21	189,10	40,10
0,25	1143,70	5,09	224,67	47,64
0,32	1302,71	4,95	263,03	55,77
0,40	1462,64	4,80	304,77	64,62
0,49	1623,49	4,63	350,67	74,35
0,58	1785,27	4,44	401,66	85,17
0,56	1938,69	4,48	432,71	137,63

Diseño considerando DA1

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	11,92	13,89	1,16
2	1,5	13,88	13,89	1,00
3	2,25	20,00	24,30	1,21
4	3	26,36	32,62	1,24
5	3,75	33,03	40,94	1,24
6	4,5	40,10	40,94	1,02
7	5,25	47,64	51,36	1,08
8	6	55,77	65,91	1,18
9	6,75	64,62	65,91	1,02
10	7,5	74,35	95,10	1,28
11	8,25	85,17	95,10	1,12
12	8,4	137,63	142,65	1,04

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	4,07	1,53	1,1	1,0
2	1,5	3,67	1,93	0,5	0,5
3	2,25	3,27	2,33	0,4	0,4

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
4	3	2,87	2,73	0,3	0,3
5	3,75	2,47	3,13	0,3	0,3
6	4,5	2,07	3,53	0,3	0,2
7	5,25	1,67	3,93	0,2	0,2
8	6	1,28	4,32	0,2	0,2
9	6,75	0,88	4,72	0,2	0,2
10	7,5	0,48	5,12	0,2	0,2
11	8,25	0,08	5,52	0,2	0,2
12	8,4	0,00	5,60	0,3	0,3

Verificación Pull out

e (m)	Rv (kN)	L-2e	sigmaV	Tmax (kN/m)
0,01	154,79	5,58	27,76	11,12
0,03	268,48	5,54	48,50	12,95
0,06	382,86	5,48	69,87	18,66
0,10	497,92	5,41	92,09	24,59
0,14	613,66	5,32	115,40	30,82
0,19	730,08	5,21	140,07	37,40
0,25	847,18	5,09	166,42	44,44
0,32	964,97	4,95	194,83	52,03
0,40	1083,44	4,80	225,76	60,28
0,49	1202,59	4,63	259,75	69,36
0,58	1322,42	4,44	297,53	79,45
0,56	1436,07	4,48	320,53	128,39

Diseño considerando DA2

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	11,12	13,89	1,25
2	1,5	12,95	13,89	1,07
3	2,25	18,66	24,30	1,30
4	3	24,59	32,62	1,33
5	3,75	30,82	32,62	1,06
6	4,5	37,40	40,94	1,09
7	5,25	44,44	51,36	1,16
8	6	52,03	65,91	1,27
9	6,75	60,28	65,91	1,09
10	7,5	69,36	95,10	1,37
11	8,25	79,45	95,10	1,20
12	8,4	128,39	142,65	1,11

Comprobación y dimensionamiento del refuerzo

STABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

COTA	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,75	7,5	8,25	8,4
K	0,420	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283	0,283	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	112	41,44	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	224	41,44	17,51	17,25	3,04
3	2,25	0,75	336	41,44	31,20	30,73	5,42
4	3	0,75	448	41,44	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	560	41,44	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	672	41,44	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	784	41,44	125,22	123,32	21,74
8	6	0,75	896	41,44	158,54	156,13	27,53
9	6,75	0,75	1008	41,44	195,79	192,81	34,00
10	7,5	0,75	1120	41,44	236,96	233,36	41,15
11	8,25	0,75	1232	41,44	282,06	277,78	48,98
12	8,4	1,125	1344	41,44	291,55	287,12	50,63

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,01	208,96	5,58	37,48	17,72
0,03	362,45	5,54	65,47	19,68
0,06	516,86	5,48	94,32	26,96
0,10	672,19	5,41	124,32	33,71
0,14	828,44	5,32	155,79	39,95
0,19	985,61	5,21	189,10	45,70
0,25	1143,70	5,09	224,67	50,99
0,32	1302,71	4,95	263,03	55,83
0,40	1462,64	4,80	304,77	64,69
0,49	1623,49	4,63	350,67	74,43
0,58	1785,27	4,44	401,66	85,25
0,56	1938,69	4,48	432,71	137,76

Diseño considerando DA1

Capa	cota (m)	La(m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
1	0,75	3,0	2,6	0,9	0,7
2	1,5	2,8	2,8	0,5	0,4
3	2,25	2,7	2,9	0,4	0,3
4	3	2,6	3,0	0,4	0,3
5	3,75	2,5	3,1	0,4	0,3
6	4,5	2,3	3,3	0,3	0,2
7	5,25	2,2	3,4	0,3	0,2
8	6	1,2	4,4	0,2	0,2

Capa	cota (m)	La(m)	Le (m)	Le,req DA1	Le,req DA2
9	6,75	0,8	4,8	0,2	0,2
10	7,5	0,5	5,2	0,2	0,2
11	8,25	0,1	5,5	0,2	0,1
12	8,4	0,0	5,6	0,3	0,2

Verificación Pull out

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	112	41,44	7,75	7,63	1,35
2	1,5	0,75	224	41,44	17,51	17,25	3,04
3	2,25	0,75	336	41,44	31,20	30,73	5,42
4	3	0,75	448	41,44	48,82	48,08	8,48
5	3,75	0,75	560	41,44	70,36	69,29	12,22
6	4,5	0,75	672	41,44	95,83	94,37	16,64
7	5,25	0,75	784	41,44	125,22	123,32	21,74
8	6	0,75	896	41,44	158,54	156,13	27,53
9	6,75	0,75	1008	41,44	195,79	192,81	34,00
10	7,5	0,75	1120	41,44	236,96	233,36	41,15
11	8,25	0,75	1232	41,44	282,06	277,78	48,98
12	8,4	1,125	1344	41,44	291,55	287,12	50,63

Resultados de carga s in factorizar

e (m)	Rv (kN)	L-2e	sigmaV	Tmax (kN/m)
0,01	154,79	5,58	27,76	13,13
0,03	268,48	5,54	48,50	14,58
0,06	382,86	5,48	69,87	19,97
0,10	497,92	5,41	92,09	24,97
0,14	613,66	5,32	115,40	29,59
0,19	730,08	5,21	140,07	33,85
0,25	847,18	5,09	166,42	37,77
0,32	964,97	4,95	194,83	41,35
0,40	1083,44	4,80	225,76	47,92
0,49	1202,59	4,63	259,75	55,13
0,58	1322,42	4,44	297,53	63,15
0,56	1436,07	4,48	320,53	102,05

Diseño considerando DA1

APÉNDICE I.- MURO DE SUELO REFORZADO CON PENDIENTE EN CORONACION, 30 GRADOS DE INCLINACIÓN Y PARAMENTO DE 8 METROS

AASHTO

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo. Basados en el artículo 11.10.2.1 de la normativa.

Lmin	5,6
H	8,4
He	8
d	0,4
beta	30
x	3,23
H' = H + x	11,63

Además, el diseño debe considerar las combinaciones de carga que se mostraron en la tabla que se encuentra en el apéndice A.

- Estabilidad Externa
 - Verificación al deslizamiento
 - Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
 - Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	793,78	476,27
Carga vertical, Total	kN	1972,56	1396,65
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	1138,86	806,36
Resistencia al deslizamiento	kN	1138,86	806,36
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	806,36	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	793,78	
CDR	dim	1,43	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en la base del muro			

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga lateral, $H_m = F_{h1}$	kN	765,68	459,41
Carga vertical, V1	kN	1546,95	1370,12

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Resistencia nominal al deslizamiento en la base del muro	kN	893,13	791,04
Resistencia al deslizamiento	kN	893,13	791,04
Mínimo valor de la carga Vertical	kN	791,04	
Máximo valor de la carga Horizontal	kN	765,68	
CDR	dim	1,17	
Evaluación de la estabilidad al deslizamiento en el último refuerzo			

ESTABILIDAD AL VUELCO

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical V1 +V2	kN	1514,268	1121,68
Momento estabilizador	kN·m	4467,86	3309,53
Momento estabilizador	kN·m	2566,41	1539,84
Momento estabilizador Total	kN·m	7034,27	4849,37
Momento desestabilizador	kN·m	3079,85	1847,91
Momento neto	kN·m	3954,41	3001,46
Punto de aplicación, $a = Mr/V_{max}$	-	2,61	2,15
Excentricidad, eL	m	0,19	0,65
Límite de excentricidad	m	1,40	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Evaluación de la estabilidad al vuelco en la base del muro			

ESTABILIDAD A LA CAPACIDAD DE SOPORTE

Ítem	Unidades	Str I	Str II
Carga Vertical V1 +V2	kN	1514,268	1121,68
Momento estabilizador	kN·m	4467,86	3309,53
Momento estabilizador	kN·m	2566,41	1539,84
Momento estabilizador Total	kN·m	7034,27	4849,37
Momento desestabilizador	kN·m	3079,85	1847,91
Momento neto	kN·m	3954,41	3001,46
Punto de aplicación, $a = Mr/V_{max}$	-	2,61	2,15
Excentricidad, eL	m	0,19	0,65
Límite de excentricidad	m	1,40	
¿Se satisface el criterio de excentricidad?	-	Si	
Ancho efectivo	m	5,22	4,30
Presión de hundimiento	kN/m ²	377,68	458,94
Capacidad de soporte	kN/m ²	1169,92	1169,92
CDR	dim	2,01	1,66
¿Se satisface el criterio de CDR?	-	Si	
Evaluación de la capacidad de soporta en la base del muro			

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,478	1	0,478	5,6	4,1	1,5
1,5	0,478	1	0,478	5,6	3,7	1,9
2,25	0,478	1	0,478	5,6	3,3	2,3
3	0,478	1	0,478	5,6	2,9	2,7
3,75	0,478	1	0,478	5,6	2,5	3,1
4,5	0,478	1	0,478	5,6	2,1	3,5
5,25	0,478	1	0,478	5,6	1,7	3,9
6	0,478	1	0,478	5,6	1,3	4,3
6,75	0,478	1	0,478	5,6	0,9	4,7
7,5	0,478	1	0,478	5,6	0,5	5,1
8,25	0,478	1	0,478	5,6	0,1	5,5
8,4	0,478	1	0,478	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	30	1,617	47,33	1,125	0,478	30,54	34,36
2	1,5	30	1,617	62,33	0,75	0,478	40,22	30,17
3	2,25	30	1,617	77,33	0,75	0,478	49,90	37,43
4	3	30	1,617	92,33	0,75	0,478	59,58	44,69
5	3,75	30	1,617	107,33	0,75	0,478	69,26	51,95
6	4,5	30	1,617	122,33	0,75	0,478	78,94	59,21
7	5,25	30	1,617	137,33	0,75	0,478	88,62	66,47
8	6	30	1,617	152,33	0,75	0,478	98,30	73,72
9	6,75	30	1,617	167,33	0,75	0,478	107,98	80,98
10	7,5	30	1,617	182,33	0,75	0,478	117,66	88,24
11	8,25	30	1,617	197,33	0,75	0,478	127,34	95,50
12	8,4	30	1,617	200,33	1,125	0,478	129,27	145,43

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,478	1	0,478	5,6	4,1	1,5
1,5	0,478	1	0,478	5,6	3,7	1,9
2,25	0,478	1	0,478	5,6	3,3	2,3
3	0,478	1	0,478	5,6	2,9	2,7

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
3,75	0,478	1	0,478	5,6	2,5	3,1
4,5	0,478	1	0,478	5,6	2,1	3,5
5,25	0,478	1	0,478	5,6	1,7	3,9
6	0,478	1	0,478	5,6	1,3	4,3
6,75	0,478	1	0,478	5,6	0,9	4,7
7,5	0,478	1	0,478	5,6	0,5	5,1
8,25	0,478	1	0,478	5,6	0,1	5,5
8,4	0,478	1	0,478	5,6	0,0	5,6

Tabla de resultados de Kr y Le

cota(m)	$Y=0,67*\tan(34^\circ)$ (F*)	Req Le (m)	ratio
0,75	0,45	1,12	1,37
1,5	0,45	0,75	2,59
2,25	0,45	0,75	3,12
3	0,45	0,75	3,65
3,75	0,45	0,75	4,19
4,5	0,45	0,75	4,72
5,25	0,45	0,75	5,26
6	0,45	0,75	5,79
6,75	0,45	0,75	6,32
7,5	0,45	0,75	6,86
8,25	0,45	0,75	7,39
8,4	0,45	1,12	5,00

Verificación Pull out

Capa	Geogrid	Talc	Tal·Phi	Tmax	ratio
1	7XT	45,00	40,50	34,36	1,18
2	5XT	35,88	32,29	30,17	1,07
3	7XT	45,00	40,50	37,43	1,08
4	8XT	56,49	50,84	44,69	1,14
5	10XT	72,50	65,25	51,95	1,26
6	10XT	72,50	65,25	59,21	1,10
7	20XT	104,61	94,15	66,47	1,42
8	20XT	104,61	94,15	73,72	1,28
9	20XT	104,61	94,15	80,98	1,16
10	20XT	104,61	94,15	88,24	1,07
11	24TX	209,20	188,30	95,50	1,97
12	24TX	209,20	188,30	145,43	1,29

Dimensionamiento del refuerzo

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

cota(m)	Ka	(Kr/Ka)	Kr	L (m)	La (m)	Le (m)
0,75	0,478	1,955	0,935	5,6	2,52	3,08
1,5	0,478	1,793	0,857	5,6	2,52	3,08
2,25	0,478	1,630	0,779	5,6	2,52	3,08
3	0,478	1,467	0,701	5,6	2,52	3,08
3,75	0,478	1,304	0,623	5,6	2,52	3,08
4,5	0,478	1,200	0,574	5,6	2,34	3,26
5,25	0,478	1,200	0,574	5,6	1,89	3,71
6	0,478	1,200	0,574	5,6	1,44	4,16
6,75	0,478	1,200	0,574	5,6	0,99	4,61
7,5	0,478	1,200	0,574	5,6	0,54	5,06
8,25	0,478	1,200	0,574	5,6	0,09	5,51
8,4	0,478	1,200	0,574	5,6	0,00	5,60

Tabla de resultados de Kr y Le

Capa	cota(m)	beta	Se	σ_v (kN/m ²)	Svt(m)	Kr	σ_h (kN/m ²)	Tmax (kN/m)
1	0,75	30	1,617	47,33	1,125	0,935	59,72	67,19
2	1,5	30	1,617	62,33	0,75	0,857	72,10	54,08
3	2,25	30	1,617	77,33	0,75	0,779	81,33	61,00
4	3	30	1,617	92,33	0,75	0,701	87,41	65,56
5	3,75	30	1,617	107,33	0,75	0,623	90,34	67,75
6	4,5	30	1,617	122,33	0,75	0,574	94,73	71,05
7	5,25	30	1,617	137,33	0,75	0,574	106,34	79,76
8	6	30	1,617	152,33	0,75	0,574	117,96	88,47
9	6,75	30	1,617	167,33	0,75	0,574	129,57	97,18
10	7,5	30	1,617	182,33	0,75	0,574	141,19	105,89
11	8,25	30	1,617	197,33	0,75	0,574	152,81	114,60
12	8,4	30	1,617	200,33	1,125	0,574	155,13	174,52

Tabla de resultados de Tmax

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
0,75	1,39	2,84	1,08
1,5	1,30	1,86	1,66
2,25	1,20	1,82	1,69
3	1,11	1,78	1,73
3,75	1,02	1,72	1,79
4,5	0,93	1,74	1,87
5,25	0,83	1,94	1,91
6	0,74	2,18	1,91

cota(m)	$Y=-0,0528 \cdot X+0,634$ (F*)	Le,req (m)	ratio
6,75	0,74	2,18	2,11
7,5	0,74	2,18	2,32
8,25	0,74	2,18	2,53
8,4	0,74	3,27	1,71

Verificación Pull out

BS 8006-1

Estimación de la profundidad y la longitud de refuerzo.

Lmin	5,6
H	8,4
He	8
d	0,4
beta	30
x	3,23
H' = H + x	11,63

➤ Estabilidad Externa

- Verificación al deslizamiento
- Verificación al vuelco (validación de la excentricidad)
- Verificación a la capacidad de soporte

Resultados de las componentes de fuerzas.

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	1260,00	3,75	MV1	2634,24
V2	324,76	5	MV2	154,71
F1	611,05	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	236,02	7,5	MFv	1321,73
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	408,80	2,80	MF1	1144,65

Tabla de resultados sin factorizar en la base del muro

Fuerzas	Resultado (kN)	Brazo palanca	Momento	Resultado (kN/m)
V1	1237,50	3,75	MV1	2587,20
V2	324,76	840	MV2	154,71
F1	589,42	-	-	-
$Fv1 = F1 \cdot \sin\beta(L/2)$	229,97	7,5	MFv	1287,86
$Fh1 = F1 \cdot \cos\beta(H/3)$	398,33	2,80	MF1	1095,40

Tabla de resultados sin factorizar en el último refuerzo (cota 6 metros)

- Estabilidad Interna
 - Verificación por ruptura del refuerzo
 - Verificación Pull-out

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO GEOTEXTIL

Capa	cota (m)	Svt(m)	F1 (kN)	V1 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	84	324,75	90,06	88,70	15,64
2	1,5	0,75	168	324,75	118,62	116,82	20,60
3	2,25	0,75	252	324,75	151,10	148,81	26,24
4	3	0,75	336	324,75	187,51	184,67	32,56
5	3,75	0,75	420	324,75	227,85	224,39	39,57
6	4,5	0,75	504	324,75	272,11	267,98	47,25
7	5,25	0,75	588	324,75	320,30	315,43	55,62
8	6	0,75	672	324,75	372,41	366,76	64,67
9	6,75	0,75	756	324,75	428,45	421,95	74,40
10	7,5	0,75	840	324,75	488,42	481,00	84,81
11	8,25	0,75	924	324,75	552,31	543,92	95,91
12	8,4	1,125	940,8	324,75	565,56	556,97	98,21

Resultados de las Fuerzas

e(m)	Rv (kN)	L-2e	sigma V	Tmax (kN/m)
0,05	636,58	7,40	86,08	46,29
0,11	770,02	7,27	105,88	37,96
0,19	904,48	7,13	126,86	45,48
0,27	1039,97	6,97	149,26	53,51
0,36	1176,47	6,78	173,40	62,16
0,46	1314,00	6,58	199,63	71,57
0,57	1452,55	6,36	228,39	81,88
0,69	1592,13	6,12	260,24	93,30
0,82	1732,73	5,86	295,88	106,07
0,96	1874,35	5,58	336,19	120,52
1,11	2016,99	5,28	382,35	137,07
1,14	2045,64	5,21	392,42	211,02

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	46,29	51,36	1,11
2	1,5	37,96	51,36	1,35
3	2,25	45,48	51,36	1,13
4	3	53,51	65,91	1,23

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
5	3,75	62,16	65,91	1,06
6	4,5	71,57	95,10	1,33
7	5,25	81,88	95,10	1,16
8	6	93,30	95,10	1,02
9	6,75	106,07	142,65	1,34
10	7,5	120,52	143,65	1,19
11	8,25	137,07	144,65	1,06
12	8,4	211,02	190,21	0,90

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)	ratio
1	0,75	4,07	3,43	0,94	3,67
2	1,5	3,67	3,83	0,68	5,63
3	2,25	3,27	4,23	0,48	8,76
4	3	2,87	4,63	0,47	9,94
5	3,75	2,47	5,03	0,36	13,82
6	4,5	2,07	5,43	0,42	12,84
7	5,25	1,67	5,83	0,35	16,74
8	6	1,28	6,22	0,29	21,33
9	6,75	0,88	6,62	0,37	17,78
10	7,5	0,48	7,02	0,32	21,71
11	8,25	0,08	7,42	0,28	26,16
12	8,4	0,00	7,50	0,36	20,64

Verificación Pull out

Estabilidad Local de la cuña interna

Capa	cota(m)	La (m)	Le (m)	Tr	Pull-out	Min (Tr,Pull-out)	
1	0,75	4,07	3,43	51,36	18,70	18,70	
2	1,5	3,67	3,83	51,36	41,74	41,74	
3	2,25	3,27	4,23	51,36	69,13	51,36	
4	3	2,87	4,63	65,91	100,87	65,91	
5	3,75	2,47	5,03	65,91	136,95	65,91	
6	4,5	2,07	5,43	95,10	177,37	95,10	
7	5,25	1,67	5,83	95,10	222,14	95,10	
8	6	1,28	6,22	95,10	271,26	95,10	
9	6,75	0,88	6,62	142,65	324,72	142,65	
10	7,5	0,48	7,02	143,65	382,53	143,65	
11	8,25	0,08	7,42	144,65	444,68	144,65	
12	8,4	0,00	7,50	190,21	457,63	190,21	
					$\Sigma Min(Tr, Pull-out)$	1150,09	
θ	64						
B (m)	4,10						
Q (kN)	0						
V (kN)	782,31						
ΣF	451,67					$\Sigma Min(Tr, Pull-out) / \Sigma F$	2,55

ESTABILIDAD INTERNA REFUERZO METALICO

COTA	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,75	7,5	8,25	8,4
K	0,420	0,401	0,381	0,362	0,342	0,322	0,303	0,283	0,283	0,283	0,283	0,283

Valores de K

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
1	0,75	1,125	112,5	324,75	90,06	88,70	15,64
2	1,5	0,75	225	324,75	118,62	116,8191	20,60
3	2,25	0,75	337,5	324,75	151,10	148,8088	26,24
4	3	0,75	450	324,75	187,51	184,6651	32,56
5	3,75	0,75	562,5	324,75	227,85	224,388	39,57

Capa	cota (m)	Svt(m)	V1 (kN)	V2 (kN)	Ft (kN)	FH (kN)	FV (kN)
6	4,5	0,75	675	324,75	272,11	267,9775	47,25
7	5,25	0,75	787,5	324,75	320,30	315,4336	55,62
8	6	0,75	900	324,75	372,41	366,7563	64,67
9	6,75	0,75	1012,5	324,75	428,45	421,9455	74,40
10	7,5	0,75	1125	324,75	488,42	481,0014	84,81
11	8,25	0,75	1237,5	324,75	552,31	543,9239	95,91
12	8,4	1,125	1260	324,75	565,56	556,9724	98,21

Resultados de las Fuerzas

e(m)	Rv (kN)	L-2e	σ_v	Tmax (kN/m)
0,05	679,33	5,50	123,47	61,78
0,10	855,52	5,40	158,57	53,46
0,16	1032,73	5,28	195,75	66,69
0,23	1210,97	5,14	235,48	81,06
0,30	1390,22	4,99	278,34	96,81
0,38	1570,50	4,83	325,01	114,20
0,47	1751,80	4,65	376,35	133,58
0,57	1934,13	4,46	433,44	155,39
0,67	2117,48	4,25	497,65	178,41
0,78	2301,85	4,03	570,78	204,63
0,90	2487,24	3,80	655,25	234,91
0,93	2524,44	3,75	673,78	305,11

Tabla de resultados de Tmax

Capa	cota (m)	Tmax (kN/m)	Tr	Tr/Tmax
1	0,75	60,70	342,35	5,6
2	1,5	51,50	342,35	6,6
3	2,25	66,69	342,35	5,1
4	3	81,06	342,35	4,2
5	3,75	96,81	342,35	3,5
6	4,5	114,20	342,35	3,0
7	5,25	133,58	342,35	2,6
8	6	155,39	342,35	2,2
9	6,75	178,41	342,35	1,9
10	7,5	204,63	342,35	1,7
11	8,25	234,91	342,35	1,5
12	8,4	305,11	342,35	1,1

Comprobación de ruptura del refuerzo

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
1	0,75	3,0	4,5	2,5
2	1,5	2,8	4,7	1,1

Capa	cota (m)	La (m)	Le (m)	Le,req (m)
3	2,25	2,7	4,8	0,9
4	3	2,6	4,9	0,8
5	3,75	2,5	5,0	0,7
6	4,5	2,3	5,2	0,7
7	5,25	2,2	5,3	0,7
8	6	1,2	6,3	0,6
9	6,75	0,8	6,7	0,5
10	7,5	0,5	7,1	0,5
11	8,25	0,1	7,4	0,5
12	8,4	0,0	7,5	0,8

Verificación Pull out

APÉNDICE J.- RESULTADOS AGRUPADOS

Muro MSE sin pendiente en coronación

➤ Estabilidad externa

	Deslizamiento			Vuelco (excentricidad)			Capacidad de soporte		
	Rd	Pd	ratio	e(límite)	e	ratio	qult	qr	ratio
AASHTO (H= 6m)	260,03	198,25	1,31	1,05	0,79	1,33	679,73	235,43	1,88
UK (H= 6m)	305,53	237,90	1,28	-	-	-	696,89	251,92	2,77
EC7 (H= 6m)	305,53	178,61	1,71	***	***	2,96	522,00	181,78	2,87
AASHTO (H= 8m)	462,27	352,45	1,31	1,75	1,05	1,67	906,30	313,91	2,89
UK (H= 8m)	543,17	422,94	1,28	-	-	-	929,19	335,89	2,77
EC7 (H= 8m)	543,17	317,52	1,71	***	***	2,96	674,6	323,16	2,09

Muro MSE sin pendiente en coronación

➤ Estabilidad interna

Normativa	Resistencia refuerzo					
	Refuerzo extensible			Refuerzo inextensible		
	Tr	Tmax	ratio	Tr	Tmax	ratio
AASHTO (H= 6m)	65,25	54,16	1,20	342,35	64,99	5,27
UK (H= 6m)	95,10	76,39	1,25	311,23	76,39	4,07
EC7 (H= 6m)	95,10	72,13	1,32	359,56	72,21	4,98
AASHTO (H= 8m)	94,15	72,21	1,30	342,35	87,03	3,93
UK (H= 8m)	142,65	101,85	1,40	311,23	101,85	3,06
EC7 (H= 8m)	142,65	96,18	1,48	359,56	96,28	3,73

Muro MSE sin pendiente en coronación

Muro MSE sin pendiente en coronación y con sobre carga

➤ Estabilidad externa

	Deslizamiento			Vuelco (excentricidad)			Capacidad de soporte		
	Rd	Pd	ratio	e(límite)	e	ratio	qult	qr	ratio
AASHTO (H= 6m)	260,03	243,04	1,07	1,05	1,05	1,00	715,10	251,04	2,85
UK (H= 6m)	305,53	283,97	1,08	-	-	-	696,89	291,67	2,39
EC7 (H= 6m)	305,53	235,31	1,30	***	***	1,94	522,00	250,40	2,08
AASHTO (H= 8m)	462,27	412,17	1,12	1,40	1,32	1,06	855,39	363,90	2,35
UK (H= 8m)	543,17	484,36	1,12	-	-	-	929,19	371,45	2,50
EC7 (H= 8m)	543,17	317,52	1,71	***	***	2,26	674,6	338,11	2,00

Muro MSE sin pendiente en coronación y sobrecarga de tráfico

➤ Estabilidad interna

Normativa	Resistencia refuerzo					
	Refuerzo extensible			Refuerzo inextensible		
	Tr	Tmax	ratio	Tr	Tmax	ratio
AASHTO (H= 6m)	65,26	59,31	1,10	342,35	71,18	4,81
UK (H= 6m)	95,10	82,07	1,16	311,23	89,89	3,46
EC7 (H= 6m)	95,10	78,05	1,22	359,56	116,06	3,10
AASHTO (H= 8m)	94,15	77,37	1,22	342,35	92,84	3,69
UK (H= 8m)	142,65	98,56	1,45	311,23	90,11	3,45
EC7 (H= 8m)	142,65	96,18	1,48	359,56	136,12	2,64

Muro MSE sin pendiente en coronación y sobrecarga de tráfico

Muro MSE con pendiente en coronación 10º

➤ Estabilidad externa

	Deslizamiento			Vuelco (excentricidad)			Capacidad de soporte		
	Rd	Pd	ratio	e(límite)	e	ratio	qult	qr	ratio
AASHTO (H= 6m)	339,08	255,51	1,33	1,05	0,50	2,10	715,10	251,04	2,85
UK (H= 6m)	323,48	245,54	1,32	-	-	-	696,89	237,55	2,93
EC7 (H= 6m)	328,05	212,13	1,55	***	***	2,30	522,00	208,40	2,50
AASHTO (H= 8m)	602,95	454,57	1,33	1,40	0,67	2,09	953,37	334,83	2,85
UK (H= 8m)	634,58	545,48	1,16	-	-	-	929,19	383,12	2,43
EC7 (H= 8m)	583,20	377,52	1,54	***	***	1,79	674,6	433,29	1,56

Muro MSE con pendiente en coronación 10 grados

➤ Estabilidad interna

Normativa	Resistencia refuerzo					
	Refuerzo extensible			Refuerzo inextensible		
	Tr	Tmax	ratio	Tr	Tmax	ratio
AASHTO (H= 6m)	65,25	59,57	1,10	342,35	62,96	5,44
UK (H= 6m)	142,65	98,01	1,46	311,23	98,01	3,18
EC7 (H= 6m)	95,10	84,83	1,12	359,56	84,91	4,23
AASHTO (H= 8m)	94,15	79,42	1,19	342,35	95,31	3,59
UK (H= 8m)	142,65	130,00	1,10	311,23	130,74	2,38
EC7 (H= 8m)	142,65	137,63	1,04	359,56	137,76	2,61

Muro MSE con pendiente en coronación 10 grados

Muro MSE con pendiente en coronación 30º

➤ Estabilidad externa

	Deslizamiento			Vuelco (excentricidad)			Capacidad de soporte		
	Rd	Pd	ratio	e(límite)	e	ratio	qult	qr	ratio
AASHTO (H= 6m)	453,52	446,50	1,02	1,05	0,49	2,14	877,78	344,07	2,55
UK (H= 6m)	556,33	535,80	1,04	-	-	-	696,89	296,26	2,35
EC7 (H= 6m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AASHTO (H= 8m)	806,36	793,78	1,02	1,40	0,65	0,73	1169,92	458,94	2,55
UK (H= 8m)	849,88	735,85	1,15	-	-	-	929,19	480,50	1,93
EC7 (H= 8m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Muro MSE con pendiente en coronación 30 grados

➤ Estabilidad interna

Normativa	Resistencia refuerzo					
	Refuerzo extensible			Refuerzo inextensible		
	Tr	Tmax	ratio	Tr	Tmax	ratio
AASHTO (H= 6m)	142,65	114,94	1,24	342,35	97,29	3,52
UK (H= 6m)	190,21	150,11	1,27	311,23	232,55	1,34
EC7 (H= 6m)	-	-	-	-	-	-
AASHTO (H= 8m)	190,21	145,43	1,31	342,35	174,52	1,96
UK (H= 8m)	190,21	180,12	1,06	311,23	305,11	1,02
EC7 (H= 8m)	-	-	-	-	-	-

Muro MSE con pendiente en coronación 30 grados