

SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS

Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

SECRETARÍA DE ESTADO
DE INFRAESTRUCTURAS,
TRANSPORTE Y VIVIENDA

SECRETARÍA GENERAL
DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS

SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS

Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico



2019

Centro virtual de publicaciones del Ministerio de Fomento:
<https://apps.fomento.gob.es/CVP/>

Catálogo de publicaciones de la Administración General del Estado:
<https://cpage.mpr.gob.es>

Título de la obra: Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7:
Bases del proyecto geotécnico
- SERIE GUÍAS EUROCÓDIGOS-

Autor: Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras
Año de edición: 2019

Características edición digital:
1ª edición electrónica: junio 2019
Formato: PDF
Tamaño: 7,23 MB

Edita:
© Ministerio de Fomento
Secretaría General Técnica
Centro de Publicaciones

NIPO: 161-18-251-8

Aviso Legal: Todos los derechos reservados. Esta publicación no puede ser reproducida ni en todo ni en parte, ni registrada, ni transmitida por un sistema de recuperación de información en ninguna forma ni en ningún medio, salvo en aquellos casos específicamente permitidos por la Ley.



La *Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7* es el resultado de la estrecha colaboración de un equipo formado por especialistas en geotecnia y en estructuras. El engarce de los conceptos básicos de ambas especialidades ha sido esencial para culminar el trabajo adecuadamente.

El *Eurocódigo 7* trata sobre los aspectos geotécnicos del proyecto estructural. Si la redacción de un código común para toda Europa suponía hace cuarenta años un reto de considerable dificultad para la ingeniería estructural, la adopción por parte de los expertos geotécnicos de la teoría de los estados límite con el uso de coeficientes parciales, habitual en el campo de las estructuras, suponía una dificultad adicional que se percibía casi como un obstáculo insalvable.

Sin embargo, transcurridos más de diez años desde la publicación de la versión vigente del *Eurocódigo 7*, ya se puede decir que el obstáculo ha sido salvado con éxito. El uso generalizado en Europa de los conceptos establecidos en el *Eurocódigo 7* está permitiendo incluso seguir avanzando en la armonización del proyecto geotécnico, lo que quedará reflejado en la nueva generación de Eurocódigos que está actualmente en preparación.

Esta guía tiene como objetivo servir de ayuda en el uso e interpretación del *Eurocódigo 7* para el proyecto geotécnico de obras de carretera y contribuir a la difusión en nuestro país de los conceptos recogidos en dicha norma.

La guía consta de diversas partes que irán siendo publicadas sucesivamente. La primera de dichas partes es la dedicada a *Bases del Proyecto Geotécnico* que ahora presentamos y que explica la filosofía del proyecto geotécnico con *Eurocódigo 7*. Constituye un punto de partida común a toda la serie, cuya lectura debe ser previa a la de cualquiera de las otras partes.

El documento *Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico* ha sido redactado por Álvaro Parrilla Alcaide y Pilar Crespo Rodríguez (Dirección General de Carreteras) junto con Miguel Ortega Cornejo (IDEAM), con la participación de José Estaire Gepp y Áurea Perucho Martínez (CEDEX), Alberto Bernal Riosalido (ByA Ingeniería) y Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR).

Octubre de 2018

EL DIRECTOR GENERAL DE CARRETERAS
Javier Herrero Lizano

PREÁMBULO

Los Eurocódigos Estructurales

La Comisión Europea puso en marcha en 1981 la redacción de un código estructural europeo que culminó con la aparición en 1984 de los primeros Eurocódigos. En las dos décadas transcurridas entre la publicación de esos primeros textos y los actuales, se ha producido una evolución muy significativa, no sólo en su contenido, sino en el grado de aceptación y reconocimiento por parte de la comunidad técnica europea y mundial.

En la década de los 90, hizo su aparición una segunda generación de Eurocódigos, elaborados en el seno del Comité Europeo de Normalización (CEN) por mandato de la Comisión Europea. Estos textos, conocidos como normas ENV, se publicaron con carácter experimental. Fue entre los años 2002 y 2007, cuando tuvo lugar la publicación de los *Eurocódigos Estructurales* como normas EN. Desde entonces, UNE ha traducido paulatinamente estos textos al español, publicándolos como normas UNE-EN.

Estas normas tienen carácter voluntario por su propia naturaleza, salvo que una disposición reglamentaria las declare obligatorias. Hay que destacar que sucesivas Directivas y Recomendaciones de la Unión Europea han hecho referencia expresa a los Eurocódigos y a la importancia de su adopción por los Estados miembro como forma de "*facilitar la provisión de servicios en el campo de la construcción creando un sistema armonizado de reglas generales*", lo que ha dado lugar a que en los últimos años la gran mayoría de los países europeos los hayan adoptado como código estructural único.

En el caso concreto de las obras públicas, la *Directiva de contratación pública*, traspuesta al ordenamiento jurídico español por la *Ley de contratos del sector público*, establece la preeminencia de las normas nacionales que incorporen normas europeas (UNE-EN, en el caso español) sobre cualquier otra especificación nacional a la hora de fijar las condiciones técnicas en los pliegos de contratación para la redacción del proyecto de dichas obras.

Además, existe reglamentación europea, de obligado cumplimiento de forma directa en los Estados miembro, que declara los Eurocódigos como normas de proyecto. Este es el caso, por ejemplo, del Reglamento (UE) 1299/2014 de la Comisión Europea, relativo a *Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad Ferroviaria*, de obligado cumplimiento para el proyecto de puentes de ferrocarril.

La serie Guías Eurocódigos

El uso creciente y generalizado de los Eurocódigos en los países de nuestro entorno ha dado lugar a la publicación de numerosos manuales, guías y ejemplos de aplicación de estas normas. En España, desde hace ya algunos años, los Eurocódigos se han convertido en textos de referencia en la enseñanza universitaria y han ido apareciendo publicaciones diversas relativas a los mismos, entre las que cabe citar algunos números monográficos en revistas especializadas.

La serie denominada *Guías Eurocódigos*, que aquí se presenta, puede considerarse sin embargo pionera en nuestro país. Su objeto es contribuir a que la comunidad técnica española tenga un conocimiento más profundo de los distintos Eurocódigos y, en última instancia, a facilitar su aplicación en los proyectos de la Dirección General de Carreteras.

La serie está planteada como un conjunto abierto de publicaciones que irá creciendo en función de las carencias o inquietudes técnicas que puedan surgir a medida que los Eurocódigos se impongan como código estructural español y se conviertan en textos de uso general.

En su elaboración se ha supuesto que el lector está familiarizado con los Eurocódigos correspondientes y es conocedor de los conceptos ingenieriles en los que se sustentan. Para evitar en lo posible la repetición de cláusulas, las guías necesitarán ser leídas junto con los propios Eurocódigos y con sus respectivos anejos nacionales españoles.

El Eurocódigo 7

El EC7 (UNE-EN 1997) titulado *Proyecto geotécnico*, trata los aspectos geotécnicos del proyecto de estructuras, de edificación y obra civil, estableciendo las reglas para determinar las acciones geotécnicas así como el planteamiento de las comprobaciones. Consta de dos partes, la Parte 1, *Reglas generales*, y de la Parte 2, *Investigación y ensayos del terreno*.

UNE-EN 1997 es un caso singular dentro del conjunto de los Eurocódigos. A diferencia de lo que ocurre con el resto, dedicados al cálculo estructural, el EC7 no recoge métodos y modelos de comportamiento del terreno o procedimientos de cálculo (sólo incluye algunas formulaciones en anejos informativos, sugeridas con carácter de ejemplo). Esta circunstancia, que suele producir un cierto desconcierto entre los usuarios neófitos, se comprende si se tienen en cuenta dos de los objetivos principales perseguidos por los redactores del EC7:

- Establecer unas bases de cálculo para las comprobaciones geotécnicas completamente homogéneas y compatibles con las bases del cálculo estructural, clarificando la aplicación de la teoría de los estados límite en las comprobaciones geotécnicas e introduciendo el uso de los coeficientes parciales
- Dar cabida en esas nuevas bases del proyecto geotécnico a las diferentes particularidades y criterios nacionales

La empresa era suficientemente compleja como para que todo el contenido del EC7 estuviera dedicado a las bases de cálculo, asumiéndose que los modelos de comportamiento del terreno pueden encontrarse en tratados geotécnicos o bibliografía especializada.

Actualmente, el EC7 está ya en uso en muchos países europeos. En todos ha supuesto un cambio en la forma de abordar las comprobaciones geotécnicas; más en unos países que en otros según lo adaptados que sus procedimientos estuvieran al método de los estados límite y a los coeficientes parciales. En España, su implementación requiere un cierto esfuerzo de adaptación, lo que explica la oportunidad de la Guía que aquí se presenta, aunque ya se ha recorrido una buena parte del camino: en la última década, los diferentes textos normativos relativos al proyecto geotécnico de estructuras han ido evolucionando y aproximándose a la filosofía recogida en el EC7.

La Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con EC7

La *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7* ha sido redactada con las dos premisas básicas siguientes:

- Asumir íntegramente la filosofía del EC7 y las bases para el proyecto geotécnico establecidas en dicha norma
- Incluir procedimientos y formulaciones allí donde el EC7 plantea únicamente principios, para disponer así de un documento autosuficiente en la medida de lo posible, manteniendo siempre una estricta coherencia con el EC7

En el texto de la Guía se especifica qué formulaciones están de alguna manera recogidas en el EC7 y cuáles son propuestas de este documento. Es posible encontrar otros procedimientos, no contemplados por el EC7 ni por la Guía que serán perfectamente válidos como alternativa, siempre que estén suficientemente avalados por la práctica y que se asegure que el tratamiento de la seguridad es coherente con los principios del EC7.

Aunque la mayor parte de los criterios y procedimientos recogidos en esta Guía pueden ser aplicables cualquiera que sea el tipo de estructura analizada, su ámbito de aplicación son las obras de carretera, como se indica inequívocamente en su título.

Inicialmente, la Guía se planteó con un índice parecido al del propio EC7, es decir, la intención primera fue la preparación de un documento en el que se desarrollaran todos los aspectos tratados por el EC7. Sin embargo, a medida que se fue avanzando en el trabajo, se comprobó que no todos los temas tenían en el EC7 el mismo grado de desarrollo y que las diferencias con la práctica tradicional española eran mayores o menores según el capítulo de que se tratara, lo que requería un tratamiento diferente para cada uno. Por este motivo, para conseguir mayor flexibilidad, se decidió hacer una publicación estructurada en diferentes partes, de aparición temporal sucesiva.

Por último, hay que señalar que todas las referencias al EC7 contenidas en la Guía corresponden a la EN 1997-1:2004 con su modificación EN 1997-1:2004/AC:2009 y a la EN 1997-2:2007 con su modificación EN 1997-2:2007/AC:2010 o, indistintamente, a la versión UNE de las mismas.

Además, existen dos documentos que explican las bases del EC7, redactados por algunos de los ponentes de dicha norma, que han sido una referencia básica en la preparación de la Guía¹: *Designers' Guide to EN 1997-1* y *Decoding Eurocode 7*.

Bases del proyecto geotécnico

En este documento se presentan los conceptos y la filosofía de proyecto del EC7, que están introducidos en su capítulo 2 e inspiran todo el contenido de la norma. Hay, lógicamente, una estrecha relación entre el capítulo 2 de UNE-EN 1997-1, titulado Bases del proyecto geotécnico, y la norma UNE-EN 1990, en la cual se establecen las bases del cálculo estructural, lo que explica las numerosas referencias a esta norma incluidas en el presente documento.

En los primeros capítulos, se pasa revista a conceptos básicos del proyecto, como son las situaciones de proyecto, los estados límite, los tipos y valores de las acciones y sus combinaciones, los efectos de las acciones, etc., enmarcando los aspectos geotécnicos en el contexto general de las estructuras.

El proyecto geotécnico mediante cálculos -el procedimiento más habitual de abordar las verificaciones- es objeto del capítulo 5, que es el más extenso del documento. En él se explican y plantean las comprobaciones correspondientes a cada uno de los estados que puede ser necesario verificar en el proyecto de una cimentación, tanto las relativas a los estados límite últimos como a los estados límite de servicio. También se analizan las diferencias entre los tres enfoques de proyecto posibles, recogidos en el EC7 y de libre elección en cada país, para abordar las verificaciones de los estados límite últimos STR y GEO cuando intervienen acciones geotécnicas o participa en las verificaciones la resistencia del terreno.

Los capítulos 6, 7 y 8 tratan de los métodos de comprobación, también recogidos por el EC7, basados en medidas prescriptivas (capítulo 6), en ensayos (capítulo 7), así como el método observacional (capítulo 8).

En el capítulo 9 se comentan las indicaciones del EC7 relativas al alcance y contenido de los dos documentos principales en los que debe quedar recogida la información geotécnica de un proyecto, así como su encaje en la organización de la información que habitualmente se emplea en los proyectos de carretera.

Por último, este documento incluye apéndices que reproducen total o parcialmente el contenido de los Anejos Nacionales de las normas UNE-EN 1990 y UNE-EN 1997.

1 Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvadas M., Krebs Ovesen N., Orr T. y Schuppener B: *Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design-General rules*. Ed. Thomas Telford (2005).
Bond A., Harris A: *Decoding Eurocode 7*. Ed. Taylor and Francis (2008).

ÍNDICE

1 PRINCIPIOS GENERALES	11
1.1. Introducción.....	11
1.2. Vida útil de proyecto	13
1.3. Situaciones de proyecto	13
1.3.1 Definición y tipos.....	13
1.3.2 Aspectos geotécnicos	14
1.4. Categorías geotécnicas.....	16
1.5. Estados límite.....	18
1.5.1 Estados límite últimos.....	18
1.5.2 Estados límite de servicio.....	21
2 ACCIONES	23
2.1. Clasificación de las acciones.....	23
2.2. Valor característico de las acciones.....	25
2.2.1 Definición.....	25
2.2.2 Valor característico del empuje del agua intersticial.....	26
2.3. Valor representativo de las acciones	27
2.4. Valor de cálculo de las acciones	28
2.5. Combinaciones de acciones	29
2.6. Efectos de las acciones	31
3 PROPIEDADES DEL TERRENO	33
3.1. Consideraciones generales.....	33
3.2. Valor característico de los parámetros geotécnicos.....	34
3.3. Valor de cálculo de los parámetros geotécnicos.....	36
4 DATOS GEOMÉTRICOS	37
4.1. Valor característico de los datos geométricos.....	37
4.2. Valor de cálculo de los datos geométricos.....	37
5 PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE CÁLCULOS	39
5.1. Introducción	39
5.2. Verificación de los estados límite últimos STR y GEO	40
5.2.1 Planteamiento de la comprobación.....	40

5.2.2	Valor de cálculo de los efectos de las acciones	41
5.2.3	Valor de cálculo de las resistencias.....	41
5.2.4	Enfoques de Proyecto.....	43
5.2.4.1	Consideraciones generales	43
5.2.4.2	Enfoque de proyecto 1 (DA-1)	45
5.2.4.3	Enfoque de Proyecto 2 (DA-2)	46
5.2.4.4	Enfoque de Proyecto 3 (DA-3)	46
5.2.5	Particularidades del enfoque de proyecto 2 (DA-2).....	47
5.2.5.1	Introducción de los coeficientes parciales en la determinación del valor de cálculo de los efectos de las acciones	47
5.2.5.2	Repercusión sobre las resistencias de la forma de introducir los coeficientes parciales	48
5.2.6	Verificación del ELU de estabilidad global.....	52
5.3.	Verificación del estado límite último EQU	55
5.4.	Verificación del estado límite último UPL.....	56
5.5.	Verificación del estado límite último HYD	59
5.5.1	Introducción.....	59
5.5.2	Sifonamiento	60
5.5.3	Erosión interna	62
5.5.4	Tubificación	63
5.6.	Verificación de los estados límite de servicio	64
6	PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE MEDIDAS PRESCRIPTIVAS	67
7	PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA Y ENSAYOS CON MODELOS EXPERIMENTALES	69
8	PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE EL MÉTODO OBSERVACIONAL	71
9	DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO GEOTÉCNICO	73
9.1.	Documentación según UNE-EN 1997	73
9.2.	Documentación en los proyectos de carretera	74

APÉNDICES

EXTRACTO DEL ANEJO NACIONAL DE UNE-EN 1990/A1	79
ANEJO NACIONAL DE UNE-EN 1997-1	85
ANEJO NACIONAL DE EN-1997-2	111

1

PRINCIPIOS GENERALES

1.1 Introducción

Las cimentaciones de las estructuras han de proyectarse, construirse y conservarse de manera que sean capaces de soportar las solicitaciones a que puedan verse sometidas a lo largo de la vida útil de cálculo prevista.

Las cimentaciones no sólo han de soportar con seguridad suficiente las cargas impuestas, sino también sufrir deformaciones limitadas, de manera que no se sobrepasen los límites aceptables por razones estéticas y funcionales.

Las comprobaciones geotécnicas estarán basadas, siempre que sea posible, en la teoría de los *estados límite* y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales.

Se definen como *estados límite* aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la cimentación no cumple alguno de los requisitos de proyecto. Atendiendo a la gravedad de sus consecuencias, los estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

La seguridad se introduce mediante coeficientes parciales aplicados a las acciones (o a los efectos de las acciones), a los parámetros geotécnicos y a las resistencias del terreno, los cuales en general serán diferentes para cada estado límite. UNE-EN 1997-1 propone unos valores para dichos coeficientes parciales en su anexo A, siendo el Anejo Nacional de cada país el encargado de establecer los valores definitivos a emplear.

Quizá el principio de proyecto geotécnico de mayor trascendencia de los planteados en el Eurocódigo 7 sea la adopción de la teoría de los estados límite en total coherencia con su aplicación en las verificaciones estructurales: “*Se debe comprobar, para cada situación de proyecto geotécnico, que no se superan los estados límite correspondientes tal como se definen en la norma UNE-EN 1990*” (UNE-EN 1997-1, 2.4.1(1)).

Esto representa un cambio fundamental en los criterios geotécnicos tradicionales de proyecto, basados en coeficientes de seguridad globales y tensiones admisibles. Las bases tradicionales del proyecto han funcionado satisfactoriamente durante décadas y con ellas se ha obtenido la experiencia actual. Sin embargo, el uso de un único factor global para tener en cuenta todas las incertidumbres que intervienen en un problema no permite discernir entre distintos niveles de incertidumbre asociados a los diferentes aspectos del cálculo, lo que sí está implícito en la esencia del método de los coeficientes parciales.

Los valores de los coeficientes parciales propuestos en UNE-EN 1997-1 (y los establecidos en el Anejo Nacional español) se han fijado de manera que el resultado del proyecto sea similar al que se obtendría mediante el empleo de coeficientes globales, asegurando así que la riqueza de la experiencia geotécnica previa no se pierde por la introducción de una metodología de proyecto diferente.

La filosofía de los estados límite se viene utilizando desde hace décadas en el proyecto de estructuras. El encuentro de las estructuras con el terreno ha constituido tradicionalmente una fuente de dificultades analíticas por la diferencia de enfoques. Los Eurocódigos aportan un planteamiento común permitiendo una integración más racional del proyecto geotécnico y el estructural.

Un elemento de cimentación debe proyectarse para ser capaz de soportar, con una probabilidad razonable, todas las sollicitaciones a que pueda estar sometido durante el periodo de vida previsto para el mismo (apartado 1.2), asegurando la resistencia, estabilidad, durabilidad y condiciones de servicio adecuadas de la estructura de la que forma parte.

Para ello, de acuerdo con UNE-EN 1990, debe verificarse que, en cualquier situación de proyecto (apartado 1.3), no se excede ningún estado límite, distinguiendo entre estados límite últimos (ELU) y de servicio (ELS). Los ELU están enfocados a garantizar la seguridad frente al colapso u otras formas de fallo (apartado 1.5.1) y los ELS a garantizar la funcionalidad de la estructura soportada (apartado 1.5.2).

Debe tenerse en cuenta que los estados límite últimos pueden producirse tanto en el terreno (GEO) como en la estructura (STR), o bien por un fallo combinado del terreno y la estructura, así como dar lugar a una pérdida de equilibrio estático (EQU), a una pérdida de equilibrio por levantamiento (UPL), o un fallo del terreno ocasionado por la filtración de agua en el mismo (HYD).

Las verificaciones de los diferentes estados límite en una cimentación pueden realizarse, de acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.1(4), mediante uno de los procedimientos siguientes, o una combinación de los mismos:

- Cálculos (capítulo 5)
- Adopción de medidas prescriptivas (capítulo 6)
- Empleo de modelos experimentales y ensayos de carga (capítulo 7)
- Método observacional (capítulo 8)

El proyecto geotécnico mediante cálculos es el más habitualmente utilizado para verificar los estados límite y constituye el objeto principal de UNE-EN 1997-1.

1.2 Vida útil de proyecto

Se entiende por *vida útil de proyecto* de una estructura el periodo de tiempo, a partir de la fecha en que finaliza su ejecución, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construida, contando siempre con la conservación adecuada pero sin requerir operaciones significativas de rehabilitación.

En coherencia con el apartado 2.3 de UNE-EN 1990 y su Anejo Nacional, para elementos de cimentación de puentes se considerará una vida útil de cálculo de cien años y, en el caso de obras auxiliares y provisionales, de diez años.

1.3 Situaciones de proyecto

1.3.1 Definición y tipos

Una *situación de proyecto* es un conjunto de condiciones físicas que representan las circunstancias reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual en el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límite pertinentes. Se considera que, durante ese intervalo de tiempo, los factores que afectan a la seguridad no varían. Cada situación quedará definida por la configuración geométrica de la estructura y del terreno, el tipo de acciones solicitantes, las propiedades del terreno y el periodo de tiempo analizado.

Las situaciones de proyecto consideradas deben ser suficientes para que se cubran todas las condiciones que razonablemente se prevea que pueden producirse durante la ejecución y uso de la estructura (UNE-EN 1990, 3.2(3)). Cada una de las situaciones posibles, y entre ellas especialmente las que se producen durante la construcción de la obra proyectada, debe ser objeto de comprobaciones independientes.

Las situaciones de proyecto consideradas en los Eurocódigos se clasifican como sigue (UNE-EN 1990, 3.2(2)):

- *Situaciones persistentes*, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura. Se considera que la geometría de la estructura y su cimentación, así como la configuración y propiedades del terreno, se mantienen constantes durante la vida útil
- *Situaciones transitorias*, que se producen cuando las condiciones de uso, estado o geometría de la estructura son temporales como, por ejemplo, durante su construcción o reparación, y para las que se considerará el correspondiente periodo de duración
- *Situaciones accidentales*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o al terreno como, por ejemplo, las provocadas por un impacto, por el

fallo de algún elemento o por una avenida. Se considerarán instantáneas (salvo que dicho fallo pueda permanecer sin ser detectado)

De acuerdo con UNE-EN 1990, los coeficientes parciales para las situaciones accidentales son más reducidos que para las situaciones persistentes y transitorias

- *Situaciones sísmicas*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o al terreno durante un evento sísmico. La situación sísmica se distingue del resto de situaciones accidentales debido a que en ella se establecen diferentes niveles de la magnitud de la acción en función de los requisitos de seguridad o de servicio

El análisis de las situaciones sísmicas queda fuera del ámbito de esta Guía, cuyo objeto es la aplicación del Eurocódigo 7. El proyecto de estructuras sismorresistentes se aborda en el Eurocódigo 8 (UNE-EN 1998).

Para cada una de estas situaciones, se deberán verificar los estados límite pertinentes, partiendo de las hipótesis de carga, combinaciones de acciones y coeficientes parciales correspondientes a cada situación y estado límite.

1.3.2 Aspectos geotécnicos

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.2(2), la definición de las situaciones de proyecto específicas de cada caso concreto debe tener en cuenta los aspectos siguientes:

- Las acciones, sus combinaciones y las hipótesis de carga.
- Las características del terreno en relación con la estabilidad global y los desplazamientos
- La disposición y clasificación de las distintas zonas de suelo, roca y elementos de construcción que intervienen en el modelo de cálculo
- La inclinación de los planos de estratificación
- Las existencias de explotaciones mineras, galerías u otras estructuras enterradas
- En el caso de las estructuras apoyadas en roca o suelos sobre la misma:
 - Alternancias de estratos duros y blandos
 - Fallas, diaclasas y fisuras
 - Posible inestabilidad de bloques de roca
 - Cavidades formadas por disolución (tales como huecos poco profundos) o fisuras rellenas por un material blando y procesos de disolución activos.
- Características del medio en el que se va a situar la estructura, incluyendo:
 - Socavación, erosión o excavación que impliquen cambios en la geometría de la superficie del terreno

- Fenómenos químicos
 - Meteorización
 - Efectos de las heladas
 - Efectos de sequías prolongadas
 - Variaciones del nivel freático
 - Gases procedentes del terreno
 - Efectos sobre la resistencia u otras propiedades de los materiales producidos por el paso del tiempo y las condiciones ambientales.
- Efectos sísmicos
 - Desplazamientos del terreno producidos por la subsidencia debida a la minería u otras actividades
 - Sensibilidad de la estructura soportada respecto a las deformaciones del terreno.
 - Efecto de la estructura proyectada sobre otras existentes, servicios y el entorno

UNE-EN 1997-1, 2.2(1), requiere la consideración de situaciones de proyecto de *corto y largo plazo* para reflejar la diferencia de resistencia existente en ciertos tipos de suelo entre condiciones drenadas y no drenadas.

Las situaciones sin drenaje se producen cuando el terreno de cimentación está saturado y además su permeabilidad es suficientemente baja en relación con la velocidad de aplicación de las cargas, lo que ocurre fundamentalmente en terrenos cohesivos. En tales circunstancias las cargas aplicadas al cimiento se traducen en incrementos de presión del agua intersticial que existe en el terreno. A medida que pasa el tiempo, este exceso de presión intersticial se va disipando, convirtiéndose la sobrepresión intersticial en incremento de la presión efectiva, al tiempo que el terreno se comprime (con lo que asienta) y drena, con la consiguiente expulsión de agua. Este proceso se conoce como consolidación unidimensional; teóricamente requiere un tiempo infinito para producirse por completo y genera un incremento de la resistencia al corte de la masa de terreno considerada, que es directamente proporcional al incremento de presión efectiva que se haya producido en el instante considerado (con la consiguiente disminución de la sobrepresión intersticial).

La forma más habitual de cálculo de las situaciones teóricas de tipo no drenado consiste en suponer que el conjunto del terreno y el agua de saturación se comporta como un material puramente cohesivo ($\varphi = 0$) con una cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje ($c = c_u$) que se evalúa para el momento correspondiente al inicio del proceso de carga ($t = 0$).

Se tienen condiciones drenadas y se debe trabajar con los parámetros efectivos del modelo de rotura de Mohr – Coulomb (c', φ'), en terrenos puramente granulares así como en otros tipos de suelo en los que se haya disipado la sobrepresión intersticial inducida por el proceso carga y se haya alcanzado, por tanto, el final del proceso de consolidación, situación que se obtiene teóricamente a tiempo infinito ($t = \infty$) aunque en la práctica puede suponerse una vez alcanzado un determinado grado de consolidación suficientemente elevado.

En la tabla siguiente, se recogen algunos ejemplos que sirven para establecer el encaje de las ideas anteriores con la clasificación de las situaciones de proyecto establecida en UNE-EN 1990.

Tabla 1 Ejemplos de condiciones del terreno a considerar en situación persistente y transitoria

Situación de proyecto	Intervalo temporal cubierto por el análisis	Condiciones del terreno	Ejemplos de cimentación de puente
Persistente	Vida útil	Drenadas	En terreno granular En terreno cohesivo, cuando se efectúa el análisis correspondiente a un instante suficientemente alejado en el tiempo de la apertura al tráfico
		No drenadas	En terreno cohesivo, cuando se efectúa el análisis correspondiente a un instante suficientemente próximo a la apertura al tráfico (supuesto un proceso constructivo suficientemente rápido)
Transitoria	Corto	Drenadas	Etapa de construcción o reparación del tablero de un puente situado en terreno granular Reparación del tablero de un puente, situado en terreno cohesivo, efectuada después de años de vida en servicio
		No drenadas	Etapa de construcción de un puente situado en terreno cohesivo, supuesto un proceso constructivo suficientemente rápido

Aunque queda fuera del ámbito de esta Guía, conviene aclarar que, en situación sísmica, UNE-EN 1998-5, 3.1, indica que para todo tipo de suelos las condiciones a considerar son sin drenaje: en suelos cohesivos, el parámetro de resistencia más adecuado es la resistencia al corte sin drenaje (con ciertos ajustes) y, para suelos no cohesivos, el parámetro de resistencia más adecuado es la resistencia a esfuerzo cortante cíclico sin drenaje (igualmente, con ciertos ajustes).

1.4 Categorías geotécnicas

Para establecer los requisitos del proyecto geotécnico, UNE-EN 1997-1, 2.1(10) recomienda clasificar las estructuras en tres *categorías geotécnicas*, según la complejidad de la estructura, las características del terreno y de las cargas y el nivel de riesgo aceptable. Las tres categorías son las siguientes:

- *Categoría geotécnica 1* (UNE-EN 1997-1, 2.1(14) a (16))

En ella se incluyen únicamente las estructuras pequeñas y relativamente simples que cumplan dos requisitos:

- Es posible asegurar que en ellas se satisfacen los requisitos fundamentales basándose en la experiencia y en los resultados de ensayos geotécnicos cualitativos

- Cuentan con un riesgo despreciable en materia de estabilidad global o de los desplazamientos del terreno, cumpliendo también que las condiciones del terreno son suficientemente conocidas y seguras

Sólo pueden clasificarse en esta categoría proyectos que no requieran excavaciones por debajo del nivel freático o en los que la experiencia local indique que dicha excavación puede realizarse sin dificultades

- *Categoría geotécnica 2* (UNE-EN 1997-1, 2.1(17) a (19))

Comprende los tipos comunes de estructuras y cimentaciones, es decir, aquéllas que no presentan riesgos anormales ni condiciones complejas del terreno o de las cargas.

Los proyectos pertenecientes a esta categoría deben incluir datos geotécnicos cuantitativos, así como un análisis que asegure que se cumplen los requisitos de proyecto fundamentales. Pueden utilizarse los procedimientos habituales tanto para los ensayos de campo y laboratorio, como para el dimensionamiento y ejecución de este tipo de estructuras.

Como ejemplos de esta Categoría, UNE-EN 1997-1 incluye:

- Los tipos comunes de cimentación (mediante zapatas, losas y pilotes).
- Las estructuras de contención de terreno y agua
- Las excavaciones
- Las pilas y estribos de puentes
- Las obras de tierra
- Los anclajes y otros sistemas de fijación

- *Categoría geotécnica 3* (UNE-EN 1997-1, 2.1(20) a (21))

En esta categoría pueden clasificarse aquellas estructuras o partes de las mismas que no encajen en los otros dos grupos, como son las estructuras inusuales, aquéllas que implican riesgos anormales o situaciones de terreno o cargas excepcionalmente difíciles y aquéllas que se encuentran en zonas de riesgo sísmico alto, así como las ubicadas en zonas inestables que requieran medidas especiales.

Estas estructuras podrían tener que calcularse mediante reglas y disposiciones distintas a las recogidas en la UNE-EN 1997-1 y podrían establecerse para ellas exigencias diferentes de seguridad.

Tal como se indica en UNE-EN 1997-1, 2.1(11), antes de iniciar la investigación geotécnica, se debe establecer una categoría geotécnica de partida para la estructura, que posteriormente debe verificarse, y cambiarse si procede, en cada etapa del proyecto y del proceso constructivo. En obras de carretera, las estructuras de cimentación serán en general de categoría geotécnica 2.

A partir de las categorías geotécnicas se establecen los requisitos mínimos relativos a la amplitud y contenido de los reconocimientos geotécnicos, los cálculos y los controles de ejecución necesarios. UNE-EN 1997-2, dedicada a la investigación y ensayos del terreno, indica en 1.1.2(4) que sus disposiciones son de aplicación fundamentalmente a estructuras de categoría geotécnica 2. El anejo B de esta norma recoge, para diferentes tipos de estructura, indicaciones que ayudan a planificar la investigación geotécnica correspondiente.

En las estructuras de categoría geotécnica 1, tanto la investigación como las verificaciones geotécnicas, son más limitadas y se basan en experiencia local. En las estructuras de categoría geotécnica 3, la amplitud de la investigación geotécnica será al menos la misma que para las de categoría 2, si bien puede ser necesario llevar a cabo mayor número de ensayos o recurrir a otros diferentes relacionados con las circunstancias específicas que determinan la inclusión de la estructura en esta categoría.

La tabla siguiente resume las ideas recogidas en los párrafos anteriores.

Tabla 2 Alcance de la investigación geotécnica en función de la Categoría

Categoría geotécnica	Riesgo	Requisitos de la investigación geotécnica
1	Insignificante	Limitada y basada en la experiencia local (al igual que las verificaciones)
2	No excepcional	Según UNE-EN 1997-2
3	Excepcional	- Al menos igual que en categoría geotécnica 2 - Posible incremento de número de ensayos o realización de otros diferentes

1.5 Estados límite

1.5.1 Estados límite últimos

Los estados límite últimos (ELU) son aquéllos que, si se sobrepasan, se produce el agotamiento o colapso de la cimentación (apartado 3.3 de UNE-EN 1990). Tal como indica UNE-EN 1997-1, 2.4.7.1, los diferentes estados límite últimos a verificar en el proyecto de una cimentación son los que se presentan a continuación (identificados por sus iniciales en inglés). En el capítulo 5 de este documento se tratan con mayor detalle y, en cada uno de los documentos que componen esta Guía, se irán identificando los estados límite que pueden ser relevantes en cada tipo de obra de cimentación.

- **EQU:** Pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno, considerados ambos como sólido rígido, en que los materiales estructurales y el terreno proporcionan una resistencia insignificante.

El ejemplo clásico de pérdida del equilibrio es el vuelco como sólido rígido de una estructura, considerando la estructura y el terreno indeformables, lo que implica que en este estado límite no fallan ni la estructura, ni el terreno propiamente dichos

sino que se produce la pérdida del equilibrio estático. En la **Figura 1** se representan dos ejemplos de vuelco rígido.

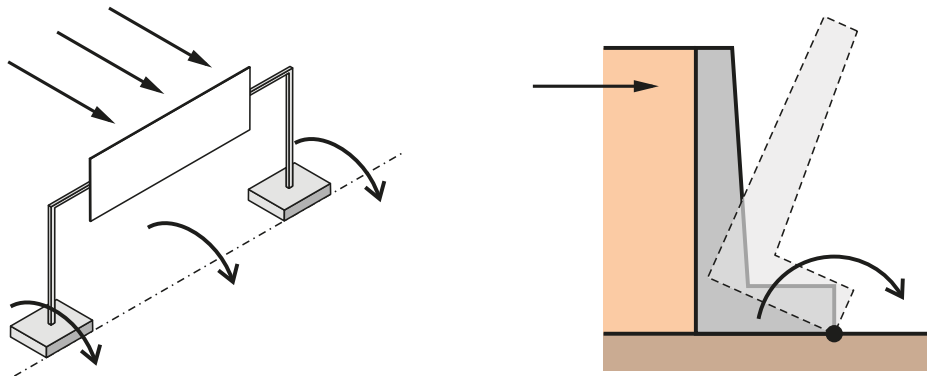


Figura 1 Ejemplos de ELU-EQU

De acuerdo con la definición de este ELU, en caso de que se considere la resistencia del terreno, y por tanto no sea despreciable su aportación a la estabilidad, ya no se trataría de un estado límite último de pérdida de equilibrio (EQU) y pasaría a tratarse de otro ELU diferente. Este sería, por ejemplo, el caso de la seguridad frente al deslizamiento, ya que en las acciones estabilizadoras influye el rozamiento entre cimiento y terreno, y por lo tanto interviene la resistencia de éste, lo que hace que se considere como ELU-GEO.

- **STR:** Fallo interno o deformación excesiva de la estructura o los elementos estructurales, incluyendo zapatas, pilotes, muros, etc. cuando el fenómeno está gobernado por la resistencia de los materiales estructurales.

Se trata de los ELU de rotura por flexión, cortante y punzonamiento, entre otros, y son los que se emplean para dimensionar y verificar la resistencia de los elementos estructurales.

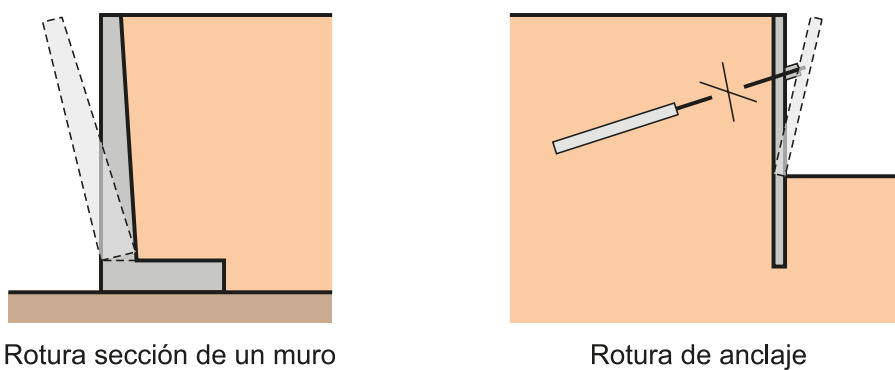


Figura 2 Ejemplos de ELU-STR

- **GEO:** Fallo o deformación excesiva del terreno, en el que el terreno proporciona una resistencia significativa.

Ejemplos de ELU-GEO serían, entre otros, el deslizamiento de una cimentación superficial, el hundimiento o el fallo por pérdida de estabilidad global.

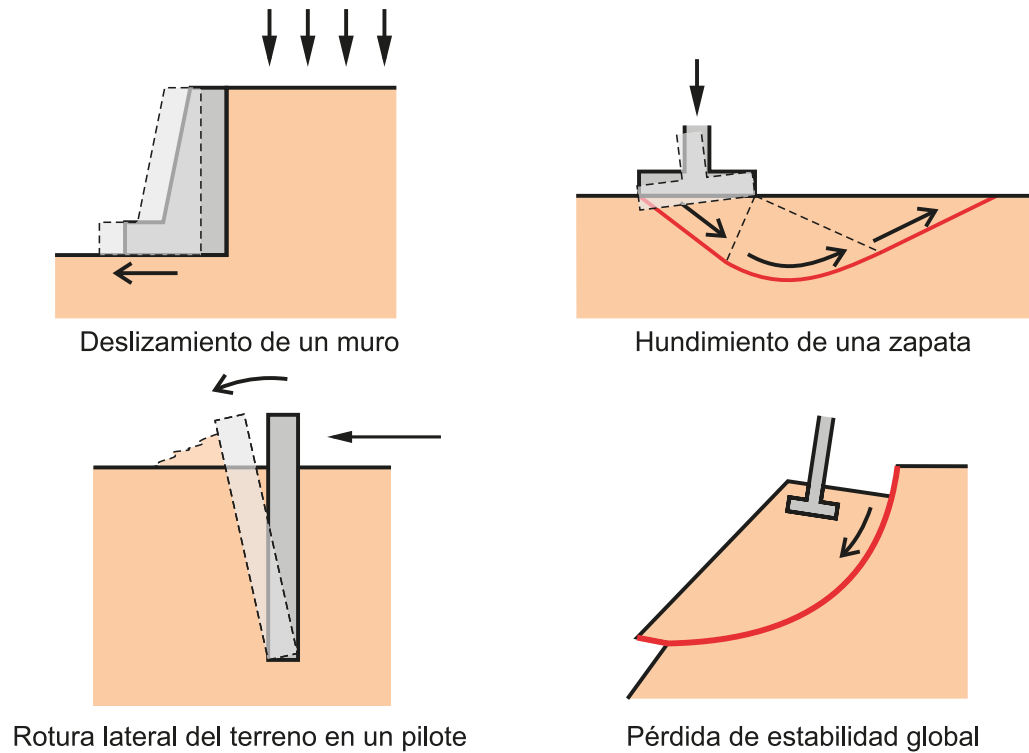


Figura 3 Ejemplos de ELU-GEO

- **UPL:** Pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno por levantamiento debido a la presión de agua u otras acciones verticales.

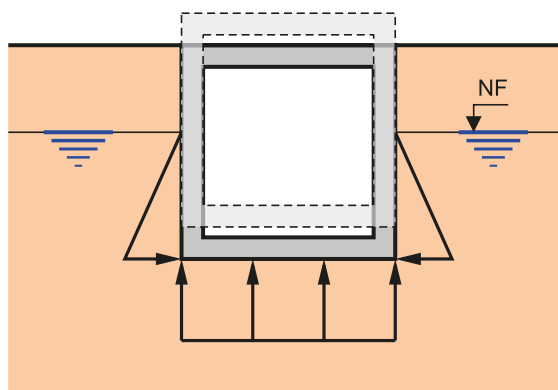


Figura 4 Ejemplo de ELU-UPL

- **HYD**: Implica un fallo del terreno provocado por la presencia de agua en el suelo sometida a un gradiente hidráulico suficientemente elevado. Entran en este ELU, el sifonamiento, la erosión interna y la tubificación.

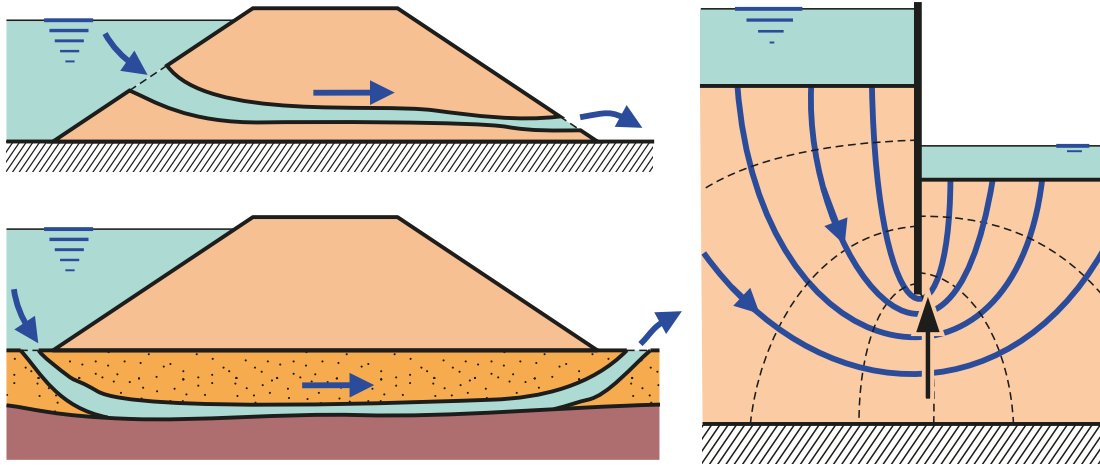


Figura 5 Ejemplos de ELU-HYD

1.5.2 Estados límite de servicio

Los estados límite de servicio (ELS) son aquéllos que, de ser excedidos, pueden dar lugar a una pérdida de la funcionalidad para la cual fue proyectada la estructura, a un defecto en su apariencia o a un problema de confort de los usuarios (apartado 3.4 de UNE-EN 1990), sin que ello suponga el colapso de la misma.

Son ejemplos de estados límite de servicio los asientos excesivos, asientos diferenciales entre apoyos contiguos, deformaciones excesivas de una pantalla, vibraciones, etc.

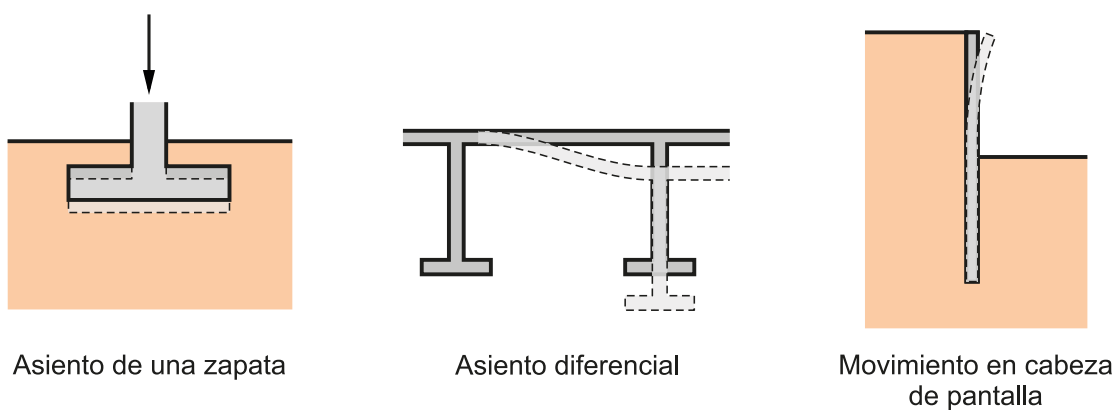


Figura 6 Ejemplos de estados límite de servicio

En general, los estados límite de servicio que se consideran habitualmente en los procesos de cálculo de las cimentaciones son los provocados por los movimientos o asentamientos excesivos. Otros estados límite de servicio que no sean susceptibles de un cálculo específico deben evitarse mediante disposiciones constructivas específicas.

En el apartado 5.6 se describe el planteamiento de las verificaciones a realizar para la comprobación de los estados límite de servicio.

2

ACCIONES

2.1 Clasificación de las acciones

Las acciones a considerar en el proyecto de una estructura y su cimentación serán las especificadas en UNE-EN 1990, UNE-EN 1991 y UNE-EN 1997-1. Las acciones se designan de forma genérica en los Eurocódigos mediante la letra *F*.

De acuerdo con UNE-EN 1990, 4.1.1, las acciones pueden clasificarse atendiendo a los criterios siguientes.

a) Origen:

- *Acciones directas*: fuerzas que actúan sobre la estructura como, por ejemplo, peso propio, cargas muertas, sobrecargas de uso, empuje del terreno y del agua, etc.
- *Acciones indirectas*: deformaciones o aceleraciones impuestas a la estructura como, por ejemplo, acciones térmicas, reológicas, sísmicas, asientos en la cimentación, etc.

b) Variación espacial:

- *Acciones fijas*: aquéllas que se aplican siempre en la misma posición, como el peso propio de los diferentes elementos
- *Acciones libres*: aquéllas que pueden actuar en diferentes posiciones, como las sobrecargas de uso

c) Variación en el tiempo:

- *Acciones permanentes (G)*: aquéllas que, para una situación de proyecto determinada, actúan sobre la estructura en todo momento. Se pueden clasificar en:
 - Permanentes de valor constante, si se mantienen en posición y magnitud. A este grupo pertenecen el peso propio, las cargas muertas o el peso del terreno. Un caso particular es el empuje hidrostático del agua intersticial (ver apartado 2.2.2).
 - Permanentes de valor no constante, si actúan en todo momento pero su magnitud puede variar. En este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación sea función del tiempo transcurrido y se produzca en un único sentido, tendiendo hacia un determinado valor límite (acciones reológicas, pretensado, asientos del terreno bajo las cimentaciones, etc.).
- *Acciones variables (Q)*: acciones externas a la estructura que pueden actuar o no, y, si lo hacen, pueden tener diferentes valores. Dentro de este grupo se incluyen las sobrecargas de uso, las acciones climáticas (viento, térmicas, nieve), etc. También se consideran incluidas en este grupo, los empujes transmitidos por el terreno a la estructura debidos al tráfico
- *Acciones accidentales (A)*: acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables. Como ejemplo, se pueden citar las avenidas extraordinarias, impactos o explosiones, así como el sismo

d) Respuesta estructural que producen:

- *Acciones estáticas (o casi-estáticas)*: aquéllas que no provocan aceleraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales
- *Acciones dinámicas*: aquéllas que originan aceleraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales

En el ámbito de esta Guía, dedicada al proyecto de cimentaciones, también debe realizarse una distinción entre las acciones estructurales, transmitidas por la estructura al terreno, y las acciones geotécnicas, transmitidas por el terreno, los rellenos o el agua intersticial a la estructura (UNE-EN 1990, 1.5.3.7).

A efectos de la aplicación de los Eurocódigos, la clasificación de acciones más utilizada es la que atiende a su variación en el tiempo. De acuerdo con esta clasificación, en las diferentes partes de UNE-EN 1991 y en UNE-EN 1997-1, con sus correspondientes Anejos Nacionales, se establecen los valores de las acciones a considerar en el proyecto de las obras de cimentación en carreteras, que se tomarán como valores característicos (apartado 2.2).

Además de las cargas provenientes de la estructura, en el proyecto de una cimentación, deben considerarse en su caso las acciones siguientes, según UNE-EN 1997-1, 2.4.2(4):

- Pesos de suelos, rocas y agua
- Tensiones en el terreno

- Empujes de las tierras
- Presiones de agua (libre y subterránea, incluyendo las olas)
- Fuerzas de filtración
- Excavaciones o retirada de tierras
- Desplazamientos impuestos por excavación subterráneas
- Hinchamientos y retracciones del terreno
- Desplazamientos debidos a la fluencia, deslizamientos o el asiento de masas de terreno
- Desplazamientos debidos a la degradación, dispersión, descomposición, autocompactación o disolución
- Desplazamientos y aceleraciones producidos por terremotos, explosiones, vibraciones y cargas dinámicas
- Efectos de la temperatura, incluyendo las acciones de las heladas
- Cargas y empujes debidos al hielo
- Cargas transmitidas por anclajes o codales
- Rozamiento negativo

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.2(7) a (9), debe considerarse de forma especial la actuación de acciones como las dinámicas, repetitivas, del agua en lámina libre, etc.

2.2 Valor característico de las acciones

2.2.1 Definición

El valor característico de una acción F_k puede venir determinado por un valor medio, por un valor nominal (definido por medio de criterios determinísticos o apriorísticos) o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por el valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un periodo de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de proyecto.

El valor característico de cada acción puede estimarse mediante diferentes criterios, que serán específicos del grupo en el que previamente se haya clasificado la acción (G , Q , A), en función de su variación en el tiempo.

Para las acciones permanentes G en las que se prevean dispersiones importantes, o en aquellas que puedan tener una cierta variación durante el periodo de servicio de la estructura, se tomarán los valores característicos superior $G_{k,sup}$ e inferior $G_{k,inf}$. En caso de que la variabilidad puede considerarse pequeña, es suficiente adoptar un único valor G_k .

En general, para el peso propio de la estructura se adoptará como valor característico un único valor deducido de los pesos específicos nominales definidos en UNE-EN 1991-1-1 y de las dimensiones nominales.

El pretensado P se clasifica como una acción permanente de valor no constante causada por fuerzas controladas o deformaciones controladas actuando sobre la estructura. Estos tipos de pretensado deberían distinguirse unos de otros según proceda (por ejemplo, pretensado mediante tendones, pretensado mediante desplazamientos externos en los apoyos). Según indica UNE-EN 1990, 4.1.2(6), el valor característico del pretensado en un instante dado t presenta un valor superior $P_{k,sup}(t)$ y un valor inferior $P_{k,inf}(t)$. Para los estados límite últimos se puede utilizar un valor medio $P_m(t)$.

Para las acciones variables Q , el valor característico Q_k debe corresponder con:

- Un valor superior con una probabilidad prevista de no ser superado o un valor inferior con una probabilidad prevista de ser alcanzado, durante un periodo de tiempo específico
- Un valor nominal en aquellos casos en los que no se conozca una distribución estadística

Las distintas partes de UNE-EN 1991 establecen los valores de estas acciones.

2.2.2 Valor característico del empuje del agua intersticial

La posición del nivel freático merece especial atención por su trascendencia en las comprobaciones de los elementos de cimentación como, por ejemplo, en la determinación de empujes sobre estructuras de contención (ELU-EQU), del valor del peso efectivo de las tierras (ELU-GEO), del empuje ascensional sobre las estructuras (ELU-UPL) o de la magnitud del gradiente hidráulico (ELU-HYD).

Las acciones debidas al agua pueden ser de dos tipos:

- Empuje hidrostático, cuando el agua contenida en el terreno se encuentra en equilibrio, siendo despreciable el efecto de los gradientes hidráulicos sobre la misma
- Empuje hidrodinámico

El valor característico de los niveles piezométricos (y, como consecuencia, el valor característico de las presiones hidrostáticas), se debe establecer mediante consideraciones de tipo hidrogeológico, junto con análisis estadístico de niveles, si estos datos estuvieran disponibles (ver a este respecto UNE EN-1997-2, Anejo C). Por analogía con la forma de determinar el valor característico de otras acciones, la posición del nivel piezométrico debe corresponder a un período de retorno determinado acorde con la situación de proyecto analizada. Puede considerarse adecuado un período de retorno igual o superior a la duración de dicha situación (por ejemplo, la vida útil si la situación es la persistente).

Aunque la posición del nivel freático puede variar, existe cierto consenso en tratar el empuje hidrostático correspondiente como una acción permanente (al igual que el empuje de las tierras), lo que repercutirá en el valor de los coeficientes parciales a aplicar para obtener el valor de cálculo de dicho empuje (ver apartado 2.4).

La posibilidad de que se produzcan sobrelevaciones extremas del nivel piezométrico se trata, de acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.6.1(7), como situación accidental. La situación accidental puede estar provocada por:

- Un fenómeno natural extremo (cuya probabilidad de ocurrencia sea inferior a la que define el nivel piezométrico considerado en ELU).
- Algún fallo del sistema de drenaje. En este sentido, de acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.6.1(11), a menos que se demuestre la eficacia del sistema de drenaje y se garantice su correcta conservación, se debe tomar el máximo nivel posible relacionado con el drenaje sin funcionar, que puede coincidir con la superficie del terreno.

2.3 Valor representativo de las acciones

El valor representativo de una acción F_{rep} es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite. El principal valor representativo de las acciones es su valor característico.

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con su valor característico G_k . En el caso del peso del pavimento y de tuberías u otros servicios situados en el puente, se tomarán los valores característicos superior $G_{k,sup}$ e inferior $G_{k,inf}$. Si la acción permanente es de valor no constante, el valor característico será el correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

Las acciones accidentales A se tomarán con un único valor representativo, coincidente con su valor nominal, que se establecerá de forma específica en cada proyecto.

Para cada una de las acciones variables, además de su valor característico, se considerarán los siguientes valores representativos, según la comprobación de que se trate, obtenidos multiplicando el valor característico por un factor de simultaneidad, cuyos valores están recogidos en el Anejo Nacional de UNE-EN 1990/A1 (ver [Apéndice 1](#) de este documento):

- *Valor de combinación* $\psi_0 Q_k$: Es el valor representativo de la acción variable cuando actúe con alguna otra acción variable, para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones variables independientes.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.

- *Valor frecuente* $\psi_1 Q_k$: Es el valor representativo de la acción variable tal que pueda ser sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil de la estructura.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles.

- *Valor casi-permanente* $\psi_2 Q_k$: Es el valor representativo de la acción variable que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura

Este valor se utilizará también en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles, además de en la evaluación de los efectos diferidos.

2.4 Valor de cálculo de las acciones

De acuerdo con UNE-EN 1990, 6.3.1(1) y con UNE-EN 1997-1, 2.4.6.1(2), el valor de cálculo F_d de una acción F se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial γ_F :

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.1a)}$$

Los valores de γ_F están recogidos en los Anejos Nacionales de UNE-EN 1990/A1 y de UNE-EN 1997-1 (ver [Apéndice 1](#) y [Apéndice 2](#) de este documento). Estos valores tienen en cuenta las incertidumbres tanto en la estimación del valor representativo de las acciones como en la modelización del efecto de las mismas.

Los coeficientes parciales γ_F tienen valores diferentes según la situación de proyecto de que se trate (bien persistente o transitoria, bien accidental o sísmica), según el estado límite objeto de comprobación (equilibrio de la estructura o comprobaciones resistentes y geotécnicas), según la acción de que se trate y según el carácter favorable o desfavorable de dicha acción.

En la nota de 2.4.2(9) de UNE-EN 1997-1, se recoge el principio denominado *single source* (referente a acciones del mismo origen), según el cual las acciones favorables y desfavorables que tengan un mismo origen se deben afectar de un único coeficiente parcial, que será diferente si el efecto global de la acción resultante es favorable o desfavorable.

UNE-EN 1997-1 efectúa en 2.4.6.1(6) a (11) diversas consideraciones sobre el empuje hidrostático generado por el agua intersticial que es necesario tener en cuenta. Pueden surgir ciertas dudas en la aplicación práctica de las ideas recogidas en dichos párrafos. En esta guía, la interpretación adoptada es la que se recoge a continuación.

Una vez determinado el valor característico de la posición del nivel freático (de acuerdo con el apartado [2.2.2](#) de este documento), el valor de cálculo de la presión hidrostática a considerar en las verificaciones STR y GEO se obtiene aplicando los coeficientes parciales correspondientes a cargas permanentes, que figuran en Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

2.5 Combinaciones de acciones

UNE-EN 1990, 6.4.3.1(1), establece que para cada hipótesis de carga crítica, los valores de cálculo de los efectos de las acciones E_d deben determinarse mediante la combinación de los valores de las acciones que se considere que puedan presentarse simultáneamente.

Cada combinación de acciones, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable predominante y, en su caso, una o varias acciones variables concomitantes, o una acción accidental.

Las combinaciones de acciones deben ser acordes con los apartados 6.4.3.2 a 6.4.3.4 de UNE-EN 1990 y su Anejo Nacional. Así, para cada situación de proyecto, se identificarán las hipótesis de carga críticas y, para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtendrá combinando las acciones que puedan actuar simultáneamente (acciones concomitantes), según los criterios generales que se indican a continuación.

a) Combinaciones para comprobaciones en ELU.

Las combinaciones de acciones a tener en cuenta para las verificaciones en ELU (excluida la fatiga) serán las siguientes:

– *En situación persistente o transitoria.*

La combinación de acciones, denominada combinación fundamental, se obtendrá de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.10)}$$

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de cada acción permanente j (ya sea de valor constante o no constante)

P Valor representativo pertinente de la acción del pretensado

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ Coeficientes parciales de las cargas permanentes, de las acciones variables y del pretensado, respectivamente

Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando en cada una de ellas una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

Las combinaciones de las diferentes acciones variables deberán tener en cuenta las prescripciones establecidas en el Anejo Nacional de UNE-EN 1990.

- *En situación accidental.*

La combinación de acciones en situación accidental se obtendrá de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.11b)}$$

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de cada acción permanente j (ya sea de valor constante o no constante)

P Valor representativo pertinente de la acción del pretensado

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes

A_d Valor de cálculo de la acción accidental

Se deberán tener en cuenta los criterios de combinación de acciones definidos en el Anejo Nacional de UNE-EN 1990.

- *En situación sísmica.*

La combinación de acciones en situación sísmica se obtendrá de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed} \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.12b)}$$

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de cada acción permanente j (ya sea de valor constante o no constante)

P Valor representativo pertinente de la acción del pretensado

$\psi_{2,1} Q_{k,1}$ Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso

A_{Ed} Valor de cálculo de la acción sísmica

b) Combinaciones para comprobaciones en ELS.

Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación.

- *Combinación característica (poco probable o rara):*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.14b)}$$

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles.

- *Combinación frecuente:*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.15b)}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles.

- *Combinación casi-permanente:*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.16b)}$$

Esta combinación se utiliza también para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos.

Las combinaciones de las diferentes acciones variables deberán tener en cuenta las prescripciones establecidas en el Anejo Nacional de UNE-EN 1990.

2.6 Efectos de las acciones

UNE-EN 1990, 1.5.3.2, indica que efecto de una acción es un término general para designar esfuerzos internos en la estructura (momentos flectores, cortantes, etc.), tensiones y deformaciones, a nivel de sección, así como flechas y rotaciones, a nivel de elemento estructural. En el ámbito geotécnico, son efectos de las acciones las tensiones sobre el terreno, empujes de las tierras, asientos, asientos diferenciales, giros, etc.

En el proyecto estructural, cuando se efectúa un análisis lineal, los efectos de las acciones son función de las propias acciones que actúan sobre la estructura y de la geometría de la misma, pero no de la resistencia de los materiales:

$$E_d = E(F_d, a_d) \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.2a) simplificada}$$

donde:

E_d Valor de cálculo del efecto de las acciones

F_d Valor de cálculo de las acciones

a_d Valor de cálculo de las dimensiones (geometría)

Es decir, en general, los efectos de las acciones que intervienen en la verificación de los ELU-STR son independientes de la resistencia de los materiales estructurales. Sin embargo, en algunas verificaciones geotécnicas, los efectos de las acciones dependen de la resistencia del terreno. Así, por ejemplo, la **Figura 7** muestra un muro de gravedad con trasdós granular; a la izquierda se representan las acciones y a la derecha los efectos de las mismas. En concreto, el empuje activo de las tierras en el trasdós depende, entre otros parámetros, de un parámetro resistente del terreno como es su ángulo de rozamiento interno φ

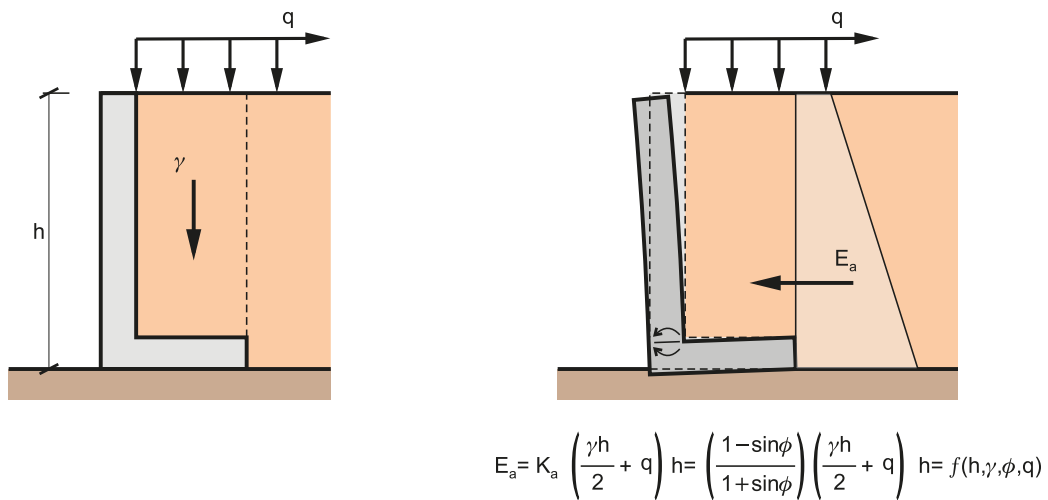


Figura 7 Acciones y efectos de las acciones en un muro de gravedad

De acuerdo con la figura anterior, cuando en una verificación determinada (incluso de tipo estructural) interviene alguna acción geotécnica, es necesario ampliar la definición de efectos de las acciones planteada en UNE-EN 1990, expresión (6.2a), para hacer intervenir el valor de cálculo de las propiedades del terreno X_d (propiedades de los materiales según la terminología de UNE-EN 1990):

$$E_d = E(F_d, X_d, a_d)$$

UNE-EN 1997-1, ecuación (2.6a)
simplificada

3

PROPIEDADES DEL TERRENO

3.1 Consideraciones generales

Los parámetros geotécnicos que habitualmente se utilizan para caracterizar el comportamiento del terreno pueden englobarse en alguno de los tipos siguientes:

- Identificación y estado
- Resistencia
- Deformabilidad
- Permeabilidad

Se utilizan además algunas propiedades índice, como la presión límite en el ensayo presiométrico o el N del SPT, de las que se pueden deducir por correlación otros parámetros o introducirse directamente en las verificaciones de las cimentaciones mediante procedimientos semiempíricos.

Son *parámetros de identificación* aquéllos que permiten definir el tipo de terreno. A modo de ejemplo pueden citarse las curvas granulométricas, los datos mineralógicos de la roca, los límites de Atterberg, etc.

Los *parámetros de estado* describen la estructura del terreno y la situación del agua intersticial. Son, básicamente, la densidad y la humedad. En ocasiones se formulan por referencia a un patrón de comparación, como la densidad relativa o el grado de compactación de los rellenos, o permiten obtener otros parámetros derivados como el grado de saturación.

La ecuación de resistencia intrínseca que se considere para el terreno determina cuáles deben ser los *parámetros de resistencia* a obtener. En el caso de suelos, es habitual emplear el modelo

de rotura de Mohr-Coulomb, que requiere la obtención de los parámetros c y φ . Son parámetros que intervienen en las verificaciones en estado límite último.

Del mismo modo, los *parámetros de deformabilidad*, permiten valorar las variaciones volumétricas que experimenta el terreno tanto en carga como en descarga. En general, se utiliza el módulo de elasticidad E y los que se deducen del ensayo edométrico. Se emplean principalmente para comprobaciones en servicio.

Los *parámetros de permeabilidad* están relacionados con las presiones intersticiales del terreno, ya que condicionan su distribución tanto espacial como temporal. La permeabilidad influirá en la aparición de situaciones no drenadas y en su evolución hacia situaciones drenadas.

Las propiedades del terreno pueden obtenerse a partir de prospecciones y ensayos de campo o laboratorio (tanto de modo directo como utilizando alguna correlación con otras propiedades) o a partir del análisis retrospectivo de su comportamiento. Igualmente debe considerarse la información ya publicada, reconocida y basada en la experiencia.

Además es recomendable que aquellos parámetros que tengan mayor trascendencia en el cálculo sean obtenidos por varios procedimientos que puedan compararse y complementarse, para conseguir un mayor grado de fiabilidad.

Debe diferenciarse entre los valores de los parámetros geotécnicos obtenidos de los ensayos y aquéllos que condicionan el comportamiento geotécnico del terreno de cimentación, en las situaciones de proyecto relevantes. Las diferencias entre ambos tipos de valores pueden tener diversas causas: muchos parámetros geotécnicos no son constantes intrínsecas del terreno sino que varían en función del nivel de tensiones y de deformaciones; la estructura del terreno (discontinuidades, presencia de elementos de gran tamaño, etc.) no puede reproducirse en ensayos de laboratorio; los efectos de la duración de aplicación de las cargas; la influencia del proceso constructivo, etc.

Los parámetros que se utilicen en los cálculos deberán ser los adecuados para las condiciones específicas correspondientes a las situaciones de proyecto objeto de análisis, teniendo en cuenta la posible variación de los mismos que pueda tener lugar durante la vida útil de la estructura.

La planificación de las campañas, criterios de selección y condiciones de ejecución e interpretación de los ensayos, así como los criterios de obtención de los parámetros geotécnicos correspondientes constituyen el objeto de UNE-EN 1997-2.

3.2 Valor característico de los parámetros geotécnicos

En términos generales, el valor característico de los parámetros geotécnicos debe ser una estimación prudente del valor que representa al volumen de terreno que interviene en la ocurrencia del estado límite que se desee comprobar.

En general, de los valores medidos en ensayos de campo o laboratorio se pueden deducir los valores medios y el rango de variación en torno a los valores medios. A partir de esta información se deben seleccionar los valores característicos en la parte superior o en la inferior del rango de valores posibles (lo que sea más conservador para el estado límite que se analice). Puede suceder que en un mismo cálculo coexistan valores característicos elegidos en la parte inferior de su rango de valores posibles con otros elegidos en la parte superior de su correspondiente rango.

La selección de los valores característicos concretos de los parámetros geotécnicos se debe efectuar teniendo en cuenta, entre otros, los siguientes aspectos:

- La cantidad y grado de confianza de la información: un mayor número de ensayos y de otra información y una menor variabilidad de los resultados permiten una selección más ajustada de los valores característicos
- El volumen de terreno involucrado en los ensayos y el que influye en el estado límite que se desea analizar: en general, los ensayos *in situ* o de laboratorio involucran menores volúmenes de terreno que los que gobiernan cada estado límite. El valor característico debe ser representativo del conjunto del terreno afectado por el estado límite objeto de análisis
- La capacidad de la estructura de transferir las cargas de zonas débiles a otras más resistentes
- Algunas comprobaciones de estados límite, como la de asientos diferenciales, están gobernadas más por la diferencia entre los valores en cada punto que por el promedio de los parámetros del terreno. En estos casos, es necesario determinar el valor característico superior y el inferior

Un valor cercano al promedio gobierna el estado límite cuando:

- El estado límite involucra un gran volumen de suelo dentro de capas homogéneas del terreno, lo que permite la compensación de las áreas más débiles por las más resistentes
- La estructura es suficientemente rígida y resistente para transferir fuerzas de las zonas débiles a las resistentes

Y un valor cercano a los valores extremos del parámetro gobernará cuando:

- El estado límite involucra un volumen pequeño de terreno y la superficie de fallo puede desarrollarse principalmente siguiendo las zonas más débiles
- La estructura falla antes de transferir los esfuerzos de las zonas más débiles del terreno a las más resistentes

Según UNE-EN 1997-1, 2.4.5.2(11), se puede entender que un valor característico superior corresponde al percentil 95 y un valor característico inferior, al percentil 5. En la práctica, esta

consideración estadística tan precisa sólo será posible cuando se disponga de un elevado número de datos. UNE-EN 1997-1 indica también, en 2.4.5.2(12) que si los datos se toman de tablas o bases de datos, la asignación de valores característicos a los parámetros del terreno debe efectuarse de forma muy prudente.

3.3 Valor de cálculo de los parámetros geotécnicos

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.6.2(1), el valor de cálculo de los parámetros que definen las propiedades del terreno puede evaluarse directamente o bien obtenerse a partir de los valores característicos, afectados por los coeficientes parciales de los parámetros del terreno

γ_M :

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.2)}$$

Los coeficientes parciales de los parámetros geotécnicos γ_M se establecen en el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1 a través de las siguientes tablas:

- Tabla A.1b. Indica que el coeficiente γ_M aplicable en la verificación del ELU-EQU se debe tomar con valor $\gamma_M=1,0$.
- Tabla A.2. Recoge los coeficientes γ_M de aplicación en la minoración de resistencias cuando éstas intervienen en la verificación del ELU-EQU a través del término T_d de la ecuación (2.4) de UNE-EN 1997-1. Por ejemplo, en el caso en que un anclaje al terreno se utilice para asegurar el equilibrio de una estructura
- Tabla A.4a. Recoge los coeficientes γ_M aplicables en la verificación de los ELU-STR y GEO, con la excepción del ELU de estabilidad global. Su valor es $\gamma_M=1,0$ en el Enfoque de Proyecto 2 (Conjunto **M1**) elegido en el Anejo Nacional español (ver apartado 5.2.4 de este documento).
- Tabla A.4b. Recoge los coeficientes γ_M aplicables en la verificación del ELU de estabilidad global. Estos valores son en su mayoría diferentes de la unidad y corresponden al Enfoque de Proyecto 3 (Conjunto **M2**) elegido en el Anejo Nacional español (ver apartado 5.2.4 de este documento).
- Tabla A.16. Recoge los coeficientes γ_M de aplicación en la minoración de resistencias cuando éstas intervienen en la verificación del ELU-UPL a través del término R_d de la ecuación (2.8) de UNE-EN 1997-1

4

DATOS GEOMÉTRICOS

4.1 Valor característico de los datos geométricos

La geometría del elemento estructural y del terreno debe representarse de forma clara y simple a la hora de realizar el proyecto de una obra de cimentación.

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.4.1, el terreno, normalmente representado mediante secciones planas, debe estar definido mediante las cotas y las pendientes de la superficie y de los contactos entre estratos, la posición del nivel freático, etc. En cuanto al elemento estructural de la obra de cimentación, se deben definir sus dimensiones y las necesidades de excavación en el terreno.

De esas representaciones se extraen los valores nominales de los datos geométricos, tomándose en general estos valores como característicos a_k (UNE-EN 1997-1, 2.4.5.3(2)). Aunque los datos geométricos son variables aleatorias, su nivel de variabilidad es generalmente muy bajo comparado con el de las acciones y el de las propiedades de los materiales y del terreno, por ello, considerar como característicos los valores nominales es perfectamente aceptable y evita complicaciones innecesarias en el cálculo.

Cuando se considere que la variabilidad de estos parámetros es pequeña, al determinar los valores nominales se tomarán valores conservadores teniendo en cuenta las imperfecciones y otros aspectos constructivos. Si en cambio fuera probable una variación significativa de la geometría (por ejemplo, a lo largo del tiempo), la valoración de la dimensión debe reflejarlo.

4.2 Valor de cálculo de los datos geométricos

Teniendo en cuenta que los coeficientes parciales de las acciones γ_F dan cobertura a variaciones menores en la geometría, en general, no será necesario añadir un margen de seguridad adicional a los datos geométricos (UNE-EN 1997-1, 2.4.6.3(1)).

Sin embargo, en los casos en que las desviaciones en los datos geométricos tengan un efecto significativo en la fiabilidad de la estructura (UNE-EN 1997-1, 2.4.6.3(2)), sus valores de cálculo deben estimarse introduciendo una variación sobre su valor nominal, según la ecuación siguiente:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a$$

UNE-EN 1997-1, ecuación (2.3)

UNE-EN 1990, ecuación (6.5)

Los diferentes Eurocódigos recogen algunas indicaciones respecto al valor de Δa . Así por ejemplo, UNE-EN 1992-1-1, 2.3.4.2, establece una reducción en el diámetro nominal de los pilotes cuando son ejecutados *in situ*.

UNE-EN 1997-1, 6.5.4, aplica esta idea en el caso de cargas con grandes excentricidades en cimentaciones superficiales, proponiendo una tolerancia de hasta 0,10 m en las dimensiones de la zapata (ver documento *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales*).

Además, UNE-EN 1997-1, 9.3.2.2, aporta criterios para estimar Δa en relación con la cota de la superficie del terreno en el intradós de estructuras de contención.

Otra aplicación de esta forma de estimar el valor de cálculo de los datos geométricos es la introducción de un margen de seguridad sobre el valor característico de la posición del nivel freático, que se contempla como posibilidad en UNE-EN 1997-1, 2.4.6.1(8) aunque, como se ha indicado en el apartado 2.4, no es el criterio adoptado en este documento.

5

PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE CÁLCULOS

5.1 Introducción

El proyecto de una cimentación mediante cálculos debe ser conforme a UNE-EN 1990 y cumplir lo establecido en el apartado 2.4 de UNE-EN 1997-1.

En general, éste será el procedimiento seguido en el proyecto de las estructuras habituales de cimentación en los casos en que los exista suficiente información del terreno y se pueda caracterizar con unos parámetros geotécnicos suficientemente fiables.

El proyecto mediante cálculos debe contemplar, tal como indica UNE-EN 1997-1, 2.4.1(1), las acciones, propiedades del terreno, datos geométricos, valores límite de algunos parámetros (deformación, abertura de fisuras, vibraciones, etc.) y modelos de cálculo.

Para ello, será necesario determinar los valores de cálculo de las acciones, los parámetros geotécnicos, los datos geométricos y las resistencias del terreno. Debe tenerse en cuenta que los valores de cálculo de las acciones, así como sus combinaciones, y de las resistencias son diferentes dependiendo de la situación de proyecto (persistente, transitoria, accidental o sísmica) y según se trate de estados límite últimos o de servicio.

Los modelos de cálculo empleados en el proyecto de una cimentación pueden ser de alguno de los siguientes tipos:

- Modelo analítico
- Modelo semiempírico
- Modelo numérico

Los estados límite que incluyan formación de mecanismos de rotura en el terreno deben ser comprobados con modelos de cálculo. Lo mismo sucede, en general, con los estados límite definidos por consideraciones de deformación, aunque en algunos casos podría efectuarse una estimación simplificada (UNE-EN 1997-1, 2.4.1(11)).

Los modelos numéricos pueden ser los más adecuados si se considera en un estado límite la compatibilidad de las deformaciones (materiales frágiles o con comportamiento pico-residual) o la interacción estructura-terreno (losas, pantallas, esfuerzos horizontales en pilotes...). En los cálculos necesarios para estudiar la compatibilidad de las deformaciones, debe incluirse la rigidez relativa de la estructura y el terreno, si es posible que se produzca un fallo conjunto de ambos. En las situaciones de interacción terreno-estructura, los cálculos deben comprender las relaciones tensión-deformación del terreno y los materiales estructurales y unos niveles de tensión en el terreno adecuados para alcanzar un grado suficiente de seguridad (UNE-EN 1997-1, 2.4.1(12) a (15)).

Los modelos pueden incluir simplificaciones, así como modificaciones de los resultados para posicionarlos del lado de la seguridad, mediante la utilización de un coeficiente parcial de modelo, considerando el grado de incertidumbre en los resultados y cualquier error sistemático asociado al método (UNE-EN 1997-1, 2.4.1(7) a (9)). El Anejo Nacional ha definido un coeficiente parcial de modelo diferente de la unidad solamente para el caso de pilotes.

5.2 Verificación de los estados límite últimos STR y GEO

5.2.1 Planteamiento de la comprobación

En general, en la comprobación mediante cálculos de los estados límite últimos de rotura o deformación excesiva de un elemento estructural (ELU-STR) o del terreno (ELU-GEO), se siguen los pasos siguientes:

- Identificación de los estados límite últimos a verificar
- Obtención de los valores de cálculo de las acciones favorables y desfavorables (o sus efectos) y de las resistencias, en general, como producto de un coeficiente parcial por su valor característico
- Para cada estado límite último en particular, comprobación de que la suma de los valores de cálculo de los efectos de las acciones E_d es menor o igual que la resistencia de cálculo correspondiente R_d :

$$E_d \leq R_d$$

UNE-EN 1990, ecuación (6.8)
UNE-EN 1997-1, ecuación (2.5)

5.2.2 Valor de cálculo de los efectos de las acciones

Como se ha indicado en el apartado 2.6 cuando en una verificación determinada interviene alguna acción geotécnica, el valor de cálculo de los efectos de las acciones además de ser función de las propias acciones y de los datos geométricos, es también función de las propiedades del terreno.

La participación de las propiedades del terreno en la determinación de los efectos de las acciones introduce un nivel de complejidad importante en las verificaciones geotécnicas y es una de las razones por las que se plantean en UNE-EN 1997-1 los diferentes enfoques de proyecto.

UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.2, permite aplicar los coeficientes parciales, bien sobre el valor representativo de las acciones en su origen γ_F o bien sobre los efectos de dichas acciones γ_E , de acuerdo con las ecuaciones (2.6a) y (2.6b):

$$E_d = E(\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d) \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.6a)}$$

$$E_d = \gamma_E E(F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d) \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.6b)}$$

donde:

E_d	Valor de cálculo del efecto de las acciones
γ_F	Coefficientes parciales de las acciones
F_{rep}	Valor representativo de las acciones
X_k	Valor característico de las propiedades del terreno
γ_M	Coefficientes parciales de los parámetros del terreno
a_d	Valor de cálculo de las dimensiones (geometría)
γ_E	Coefficientes parciales de los efectos de las acciones

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, los valores de los coeficientes parciales γ_F y γ_E son iguales.

5.2.3 Valor de cálculo de las resistencias

En el proyecto estructural, en general, la resistencia de un elemento es función de las propiedades de los materiales y de la geometría de la estructura, pero no de la magnitud de las acciones aplicadas:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(X_d, a_d) \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.6) simplificada}$$

donde:

- R_d Valor de cálculo de la resistencia
- X_d Valor de cálculo de las propiedades de los materiales
- a_d Valor de cálculo de las dimensiones (geometría)
- γ_{Rd} Factor parcial para la resistencia

Sin embargo, en el proyecto geotécnico, las resistencias además de ser función de las propiedades de los materiales y de la geometría, habitualmente, son función también de las acciones (UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.3). Este es el caso, por ejemplo, de la determinación de la resistencia al hundimiento en cimentaciones superficiales, donde el área efectiva depende de la excentricidad de las cargas o, en el caso de la verificación del deslizamiento, en que la resistencia aumenta con la carga vertical.

Así pues, en el proyecto geotécnico, resulta necesario ampliar la expresión anterior planteada en UNE-EN 1990, para hacer intervenir el valor de cálculo de las acciones F_d .

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(F_d, X_d, a_d) \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.6) ampliada}$$

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.3, los coeficientes parciales se pueden aplicar bien a las propiedades del terreno X , a las resistencias R o a ambos, como se indica a continuación. La elección de la forma de introducir estos coeficientes, junto con los aplicados a los efectos de las acciones, determina el enfoque de proyecto.

- Coeficientes aplicados a los parámetros geotécnicos del terreno

$$R_d = R(\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d) \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.7a)}$$

- Coeficientes aplicados a las resistencias

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F F_{rep}, X_k, a_d) \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.7b)}$$

Este es el procedimiento que corresponde al *enfoque de proyecto 2*.

- Coeficientes aplicados a los parámetros geotécnicos y a las resistencias

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d) \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.7c)}$$

5.2.4 Enfoques de Proyecto

5.2.4.1 Consideraciones generales

Durante la redacción del Eurocódigo 7, se puso de manifiesto que, para llevar a cabo la comprobación del apartado 5.2.1, algunos países querían adoptar un enfoque basado en la ponderación de las acciones y las propiedades del terreno, mientras que otros preferían hacerlo ponderando las acciones y las resistencias.

Para dar cabida a ambos planteamientos, se alcanzó el compromiso de que cada país pudiera elegir (a través de su Anejo Nacional) entre tres enfoques de proyecto que quedaron recogidos en EN 1990 y EN 1997-1.

Así, de acuerdo con UNE-EN 1990, A2.3.1(5), en las verificaciones estructurales (ELU-STR) de elementos como zapatas, pilotes, pilas, muros, estribos, etc. en que intervengan acciones geotécnicas o en verificaciones en las que participe la resistencia del terreno (ELU-GEO) debe seguirse uno de los tres *enfoques de proyecto* (en inglés, *Design Approach*, cuyo acrónimo DA se utiliza en este documento) recogidos en este apartado.

UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4.1(1), indica que cada enfoque está ligado a la forma de aplicar la ecuación (2.6) relativa al valor de cálculo del efecto de las acciones (ver apartado 2.6) y la ecuación (2.7) relativa al valor de cálculo de las resistencias (ver apartado 5.2.3).

La potestad de elección del *enfoque de proyecto* para el cálculo de una cimentación corresponde a los Anejos Nacionales de UNE-EN 1990 y UNE-EN 1997-1. La decisión adoptada en España a este respecto es el empleo del *enfoque de proyecto 2* (en adelante DA-2), salvo en el ELU de estabilidad global, para el que se ha optado por el DA-3.

A continuación, se explica de forma somera el alcance de cada uno de los tres enfoques, para posteriormente desarrollar con más detalle el DA-2.

Con el fin de ayudar a entender la manera de aplicar los diferentes coeficientes parciales en cada situación y enfoque de proyecto, UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4 realiza una simplificación en la nomenclatura utilizando la siguiente simbología. Se denomina *combinación de conjuntos de coeficientes parciales* al conjunto de:

$$A_i + M_j + R_k$$

donde:

- El símbolo A representa el conjunto de coeficientes parciales de las acciones γ_F (o de sus efectos γ_E)
- El símbolo M representa el conjunto de coeficientes parciales de los parámetros del terreno γ_M
- El símbolo R representa el conjunto de coeficientes parciales de las resistencias γ_R

- Los índices i (1 ó 2), j (1 ó 2), k (1,2,3 ó 4) se corresponden con el número de alternativa definida en UNE-EN 1997-1 para ese conjunto de coeficientes parciales
- El símbolo "+" significa *combinado con*. Es decir, indica que se combina el conjunto de coeficientes parciales de las acciones (o de sus efectos) con el de los coeficientes parciales de los parámetros del terreno y con el de los coeficientes parciales de las resistencias.

UNE-EN 1997-1, A.3, recoge en las tablas A.3 a A.14 los valores recomendados para cada uno de los diferentes conjuntos de coeficientes (A_i , M_j , R_k) para cubrir los tres enfoques de proyecto en los distintos estados límite últimos GEO y STR. Estos coeficientes parciales del anexo A de UNE-EN 1997-1 son informativos, ya que se trata de Parámetros de Determinación Nacional y, por tanto, los que se deben aplicar en España son los definidos en el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1. En función del enfoque de proyecto, los coeficientes parciales de algún conjunto (A , M ó R) son iguales a la unidad.

Dentro de la comprobación de los estados límite últimos STR y GEO se distinguen, además, diferentes tablas de coeficientes parciales de resistencia según la cimentación sea superficial o mediante pilotes (hincados, perforados y de barrena continua) así como para anclajes, estructuras de contención y estabilidad global.

A modo de resumen, se presentan las características más importantes de cada enfoque de proyecto en la tabla siguiente.

Tabla 3 Resumen de coeficientes parciales según el enfoque de proyecto

Enfoque de proyecto		Combinación	Coeficientes parciales		
			Acciones	Propiedades del terreno	Resistencias
			Conjunto A γ_F	Conjunto M γ_M	Conjunto R γ_R
DA-1	Combinación 1	A1 "+" M1 "+" R1	Si	No	No
	Combinación 2	Caso general: A2 "+" M2 "+" R1	Sólo a las acciones variables	Si	No
Anclajes y pilotes: A2 "+" (M1 ó M2) "+" R4		Si ⁽¹⁾		Si	
DA-2		A1 "+" M1 "+" R2	Si ⁽²⁾	No	Si
DA-3		Caso general: (A1 ó A2) "+" M2 "+" R3	Si ^{(2) (3)}	Si	No ⁽⁴⁾

(1) Conjunto M1 para las resistencia de pilotes o anclajes y conjunto M2 para las acciones desfavorables en pilotes debidas al rozamiento negativo o a las cargas transversales.

(2) El conjunto A puede aplicarse a las acciones (γ_F) o a los efectos de las acciones (γ_E).

(3) En el caso general, el conjunto A1 se aplica a las acciones estructurales y el A2 a las geotécnicas.

(4) No se minoran las resistencias, salvo la de fuste en pilotes a tracción.

A continuación se describen con mayor detalle los tres enfoques de proyecto (DA) planteados en UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4.

5.2.4.2 Enfoque de proyecto 1 (DA-1)

En el DA-1 hay que efectuar las verificaciones ELU-GEO y STR con dos combinaciones de conjuntos de coeficientes parciales (excepto en el proyecto de pilotes y anclajes):

$A1 + M1 + R1$ DA-1, Combinación 1

$A2 + M2 + R1$ DA-1, Combinación 2

Con la combinación 1, se pretende tener en cuenta las desviaciones desfavorables de las acciones, aplicando los coeficientes parciales $\gamma_F \neq 1,0$ a sus valores característicos (conjunto $A1$), mientras que los valores de cálculo de las propiedades del terreno (conjunto $M1$) se mantienen iguales a sus valores característicos (coeficientes parciales $\gamma_M = 1,0$). Las resistencias del terreno participan también con su valor característico ($\gamma_R = 1,0$ para el conjunto $R1$).

Con la combinación 2, se pretende tener en cuenta las incertidumbres en las propiedades del terreno y en el modelo de cálculo, aplicando coeficientes parciales $\gamma_M \neq 1,0$ (conjunto $M2$). En esta combinación, se asume que las acciones permanentes G están muy cerca de sus valores representativos y, por tanto, se aplican coeficientes parciales $\gamma_G = 1,0$, mientras que las acciones variables Q se entiende que pueden desviarse ligeramente de forma desfavorable y, por tanto, se les aplican coeficientes parciales $\gamma_Q > 1,0$, aunque menores que en la combinación 1. Es decir, con esta combinación, se ponderan las acciones variables y las propiedades del terreno, mientras que se introducen con su valor característico las acciones permanentes y las resistencias del terreno ($\gamma_R = 1,0$ para el conjunto $R1$).

UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4.2(2), indica que para proyecto de anclajes y pilotes sometidos a carga axial se aplicarán las dos combinaciones siguientes:

$A1 + M1 + R1$ DA-1, Combinación 1

$A2 + (M1 \text{ ó } M2) + R4$ DA-1, Combinación 2 (anclajes y pilotes)

Donde la combinación 1 coincide con la del caso general y la combinación 2 se diferencia principalmente de la del caso general en que los coeficientes parciales de la resistencia son superiores a la unidad (conjunto $R4$).

En la combinación 2, los coeficientes parciales $M1$ se emplean para el cálculo de las resistencias de los pilotes o anclajes y los coeficientes parciales $M2$ se emplean para la determinación de las acciones desfavorables en pilotes debidas al rozamiento negativo o a las cargas transversales (UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4.2, Nota 2).

En el DA-1 los factores parciales de las acciones se aplican directamente sobre las acciones (en origen) y no sobre los efectos de las acciones.

5.2.4.3 Enfoque de Proyecto 2 (DA-2)

En el DA-2 la combinación de conjuntos de coeficientes parciales a utilizar en las verificaciones ELU-GEO y STR es la siguiente:

$$A1 "+" " M1 "+" " R2 \qquad \text{DA-2}$$

Los coeficientes parciales se aplican a:

- Las acciones o los efectos de las acciones (conjunto *A1*), donde $\gamma_F \neq 1,0$ ó $\gamma_E \neq 1,0$ respectivamente, según tabla A.3a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1
- Las resistencias del terreno (conjunto *R2*), donde $\gamma_R \neq 1,0$, según tablas A.5 a A.8 y A.13 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1

El valor de cálculo de los parámetros del terreno se mantiene igual al valor característico ($X_d = X_k / \gamma_M = X_k$) al ser $\gamma_M = 1,0$ para el conjunto *M1*, según tabla A.4a del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1.

5.2.4.4 Enfoque de Proyecto 3 (DA-3)

En el DA-3 la combinación de conjuntos de coeficientes parciales a utilizar en las verificaciones ELU-GEO y STR es la siguiente:

$$(A1 \text{ ó } A2) "+" " M2 "+" " R3 \qquad \text{DA-3}$$

Los coeficientes parciales se aplican a:

- Las acciones o los efectos de las acciones: el conjunto *A1* a las acciones estructurales y el conjunto *A2* a las acciones geotécnicas
- Los parámetros del terreno (conjunto *M2*), según tabla A.4b del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1

Las resistencias del terreno participan en general con su valor característico, al ser $\gamma_R = 1,0$ para el conjunto *R3* en la mayor parte de las comprobaciones.

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4.1(1), para el ELU de estabilidad global, se aplica el DA-3. Para esta comprobación, UNE-EN 1997-1, 2.4.7.3.4.4, Nota 2, indica que las acciones sobre el terreno (acciones estructurales, cargas de tráfico, etc.) se deben considerar como acciones geotécnicas y usar, por tanto, el conjunto de coeficientes *A2* (tabla A.3b del Anejo Nacional), quedando la expresión anterior de la forma siguiente:

$$A2 "+" " M2 "+" " R3 \qquad \text{DA-3 (ELU Estabilidad global)}$$

En la tabla A.14 del Anejo Nacional, se establece el valor $\gamma_{R,e} = 1,0$ para el coeficiente parcial de la resistencia (conjunto *R3*).

5.2.5 Particularidades del enfoque de proyecto 2 (DA-2)

5.2.5.1 Introducción de los coeficientes parciales en la determinación del valor de cálculo de los efectos de las acciones

Como se ha indicado en 5.2.2, el valor de cálculo de los efectos de las acciones puede obtenerse ponderando las acciones en origen o bien aplicando los coeficientes parciales sobre los efectos de las acciones. La Figura 8 representa esquemáticamente la primera de estas dos opciones, mientras que la Figura 9 representa la segunda posibilidad.

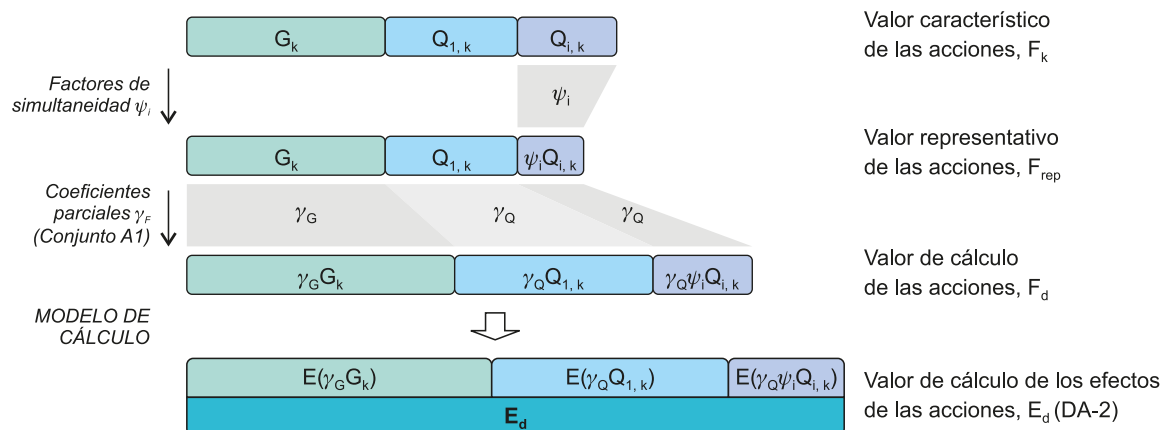


Figura 8 Obtención del valor de cálculo de los efectos de las acciones aplicando los coeficientes parciales γ_F a las propias acciones (DA-2)

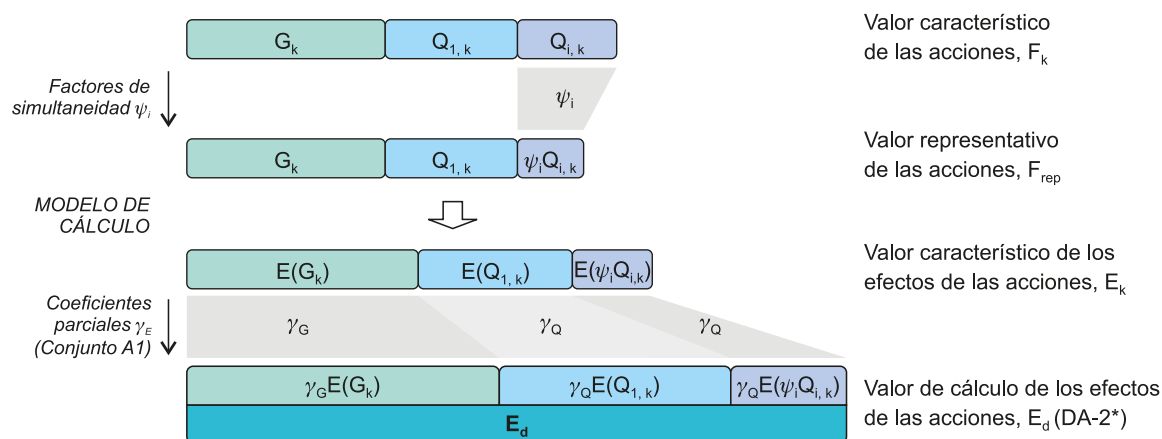


Figura 9 Obtención del valor de cálculo de los efectos de las acciones aplicando los coeficientes parciales γ_E a los efectos (DA-2*)

Independientemente de que se siga una u otra opción, el valor de cálculo obtenido para los efectos de las acciones E_d será en general el mismo (siempre que se mantenga la linealidad del modelo de cálculo).

Sin embargo, donde sí se obtienen resultados diferentes, según se ponderen las acciones en su origen o se ponderen los efectos de las mismas, es en el valor de cálculo de la resistencia R_d , como se desarrolla en el apartado siguiente.

5.2.5.2 Repercusión sobre las resistencias de la forma de introducir los coeficientes parciales

Como se ha indicado en 5.2.3, las resistencias R son función de las acciones F , de los parámetros geotécnicos del terreno X y de los datos geométricos a . En el DA-2, el valor de cálculo de las resistencias se obtiene a partir de los valores característicos de los parámetros del terreno y minorando la resistencia con un factor $\gamma_R > 1,0$, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F F_{rep}, X_k, a_d) \quad \begin{array}{l} \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.7b)} \\ \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (B.6.2.1)} \end{array}$$

Esta expresión tiene una variante, recogida a continuación, que da lugar al denominado DA-2* en la bibliografía relacionada con el Eurocódigo 7.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(F_{rep}, X_k, a_d) \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (B.6.2.2)}$$

La diferencia entre ambas radica en cómo se introducen los coeficientes parciales de las acciones para obtener las resistencias (lo que debe ser coherente con la forma en que se hayan introducido para obtener el valor de cálculo de los efectos de las acciones, bien ponderando las acciones en origen γ_F o bien aplicando los coeficientes parciales sobre los efectos de las acciones γ_E). En la primera, DA-2, la resistencia se calcula con las acciones ponderadas y, en la segunda, DA-2*, la resistencia se calcula con las acciones sin ponderar.

Así, en aquellas resistencias que dependen de las acciones, su valor de cálculo resulta diferente según se determine con el DA-2 o con el DA-2* (Figura 10).

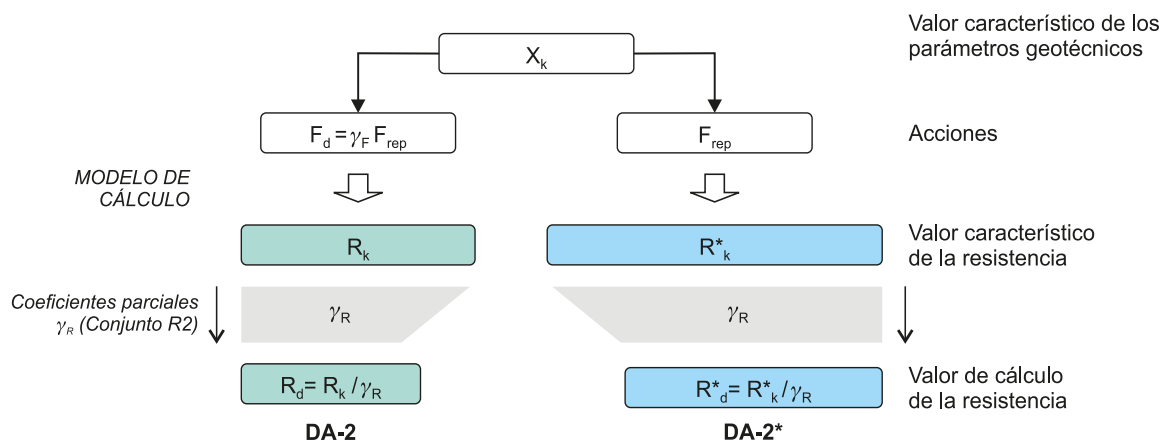


Figura 10 Comparación de obtención de la resistencia con DA-2 y DA-2*

Éste es el caso, por ejemplo, de la resistencia al hundimiento de las cimentaciones superficiales (Figura 11), donde el área efectiva determinada con acciones ponderadas (según DA-2) será en general menor que si se determina con las acciones sin ponderar (según DA-2*) y, además, en el cálculo de la resistencia con la formulación polinómica, la sollicitación participa también a través de la dimensión efectiva que interviene en el término en gamma.

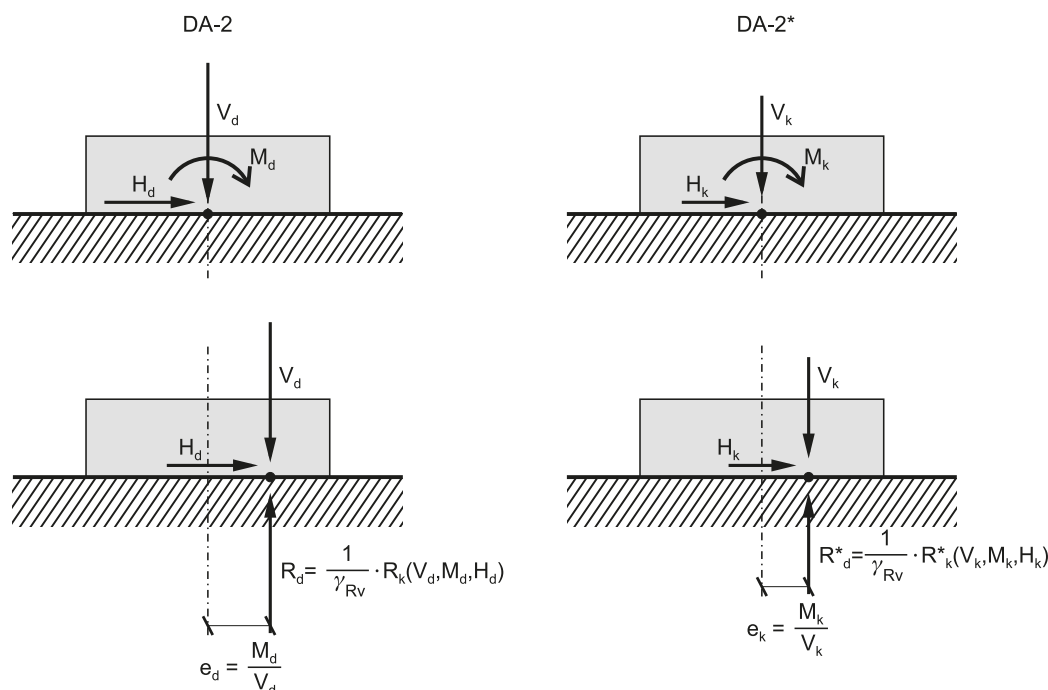


Figura 11 Obtención del valor de cálculo de la resistencia al hundimiento de una cimentación superficial con DA-2 y DA-2*

Aunque UNE-EN 1997-1 distingue en muchas de sus cláusulas entre la ponderación de las acciones o de sus efectos y recoge las dos expresiones incluidas al principio de este apartado, no recoge de forma explícita la denominación DA-2* (enfoque que ha sido la opción elegida por algunos países europeos). A este respecto, hay que citar que la nota 1 de 2.4.7.3.3, responde a la filosofía del DA-2* al decir que en los procedimientos de cálculo en los que la ponderación se efectúe sobre los efectos de las acciones, el valor de γ_F en la ecuación (2.7b) debe tomarse igual a la unidad, o, lo que es lo mismo, que la resistencia de cálculo se obtenga a partir de las acciones sin ponderar.

De acuerdo con el Anejo Nacional, en España se adopta el DA-2 (y no el DA-2*) y, por tanto, la obtención del valor característico de la resistencia debe realizarse a partir de las acciones ponderadas en origen (ecuación (2.7b)).

Por último, conviene destacar que únicamente con el DA-2*, en el que los coeficientes parciales se aplican al final del cálculo de los efectos y de la resistencia, se puede establecer una equivalencia prácticamente directa con la aplicación del tradicional coeficiente de seguridad global $FS = R_k/E_k$, puesto que la expresión:

$$E_d \leq R_d$$

UNE-EN 1997-1, ecuación (2.5)

Puede escribirse en el DA-2* como sigue:

$$\gamma_E E(F_{rep}, X_k, a_d) \leq \frac{1}{\gamma_R} R^*(F_{rep}, X_k, a_d)$$

De manera que el factor de seguridad global es:

$$FS = \gamma_E \cdot \gamma_R$$

La pequeña salvedad para que la equivalencia con el factor de seguridad global FS fuera total radica en que el coeficiente parcial γ_E es en realidad un factor compuesto que depende de la proporción entre las acciones permanentes y variables, mientras el factor global FS es independiente de dicha proporción.

Como resumen, en la [Figura 12](#) se recoge un diagrama de flujo con los pasos a seguir para efectuar el proceso de comprobación de los ELU-GEO y STR con los enfoques de proyecto DA-2 y DA-2*

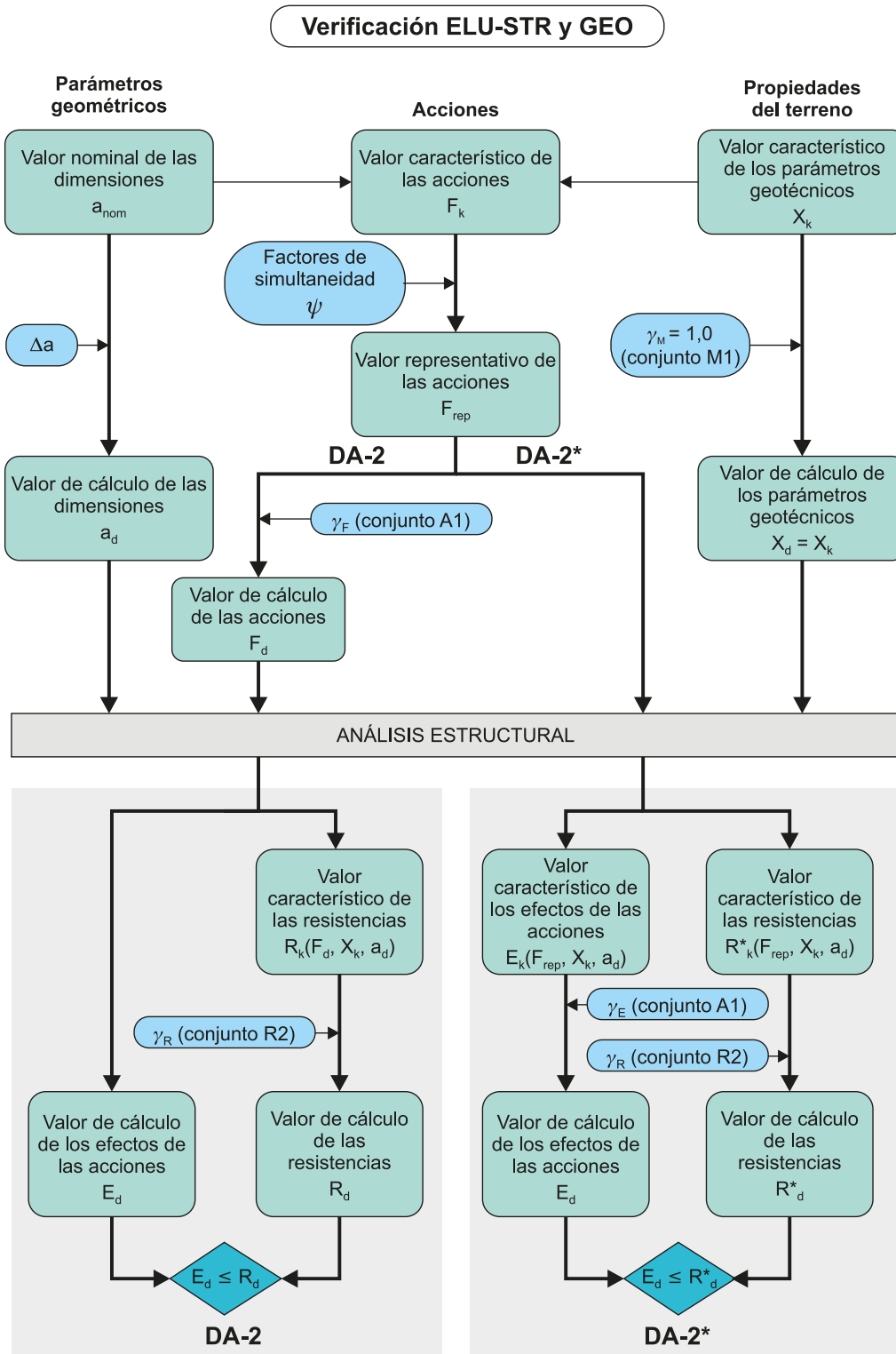


Figura 12 Diagrama de flujo para las verificaciones ELU-STR y GEO con DA-2 y DA-2*

5.2.6 Verificación del ELU de estabilidad global

La pérdida de estabilidad global es un modo de fallo en el que participa una masa de terreno y la cimentación englobada en la misma. Se produce cuando los esfuerzos generados por las sollicitaciones superan a la resistencia al corte del terreno según una determinada superficie de rotura. El fallo provoca el deslizamiento del conjunto sobre dicha superficie, ocasionando su ruina (líneas *AB* y *EF* en [Figura 13](#)).

De acuerdo con 11.5.1(11) de UNE-EN 1997-1, en los casos en que se pueda producir una rotura combinada del terreno y de elementos estructurales, es decir, con superficies de rotura que atraviesen elementos estructurales (línea *JK* en [Figura 13](#)), debe considerarse la interacción terreno-estructura teniendo en cuenta las diferentes rigideces. Estos casos pueden abordarse mediante el uso de modelos numéricos que incluyan compatibilidad de deformaciones.

Aunque no se cita explícitamente en UNE-EN 1997-1, también debe comprobarse la estabilidad global según superficies próximas a la cimentación que, sin englobarla (línea *CD* en [Figura 13](#)), podrían dar lugar a una disminución de su carga de hundimiento al dejar la zapata más próxima al nuevo talud que se generaría.

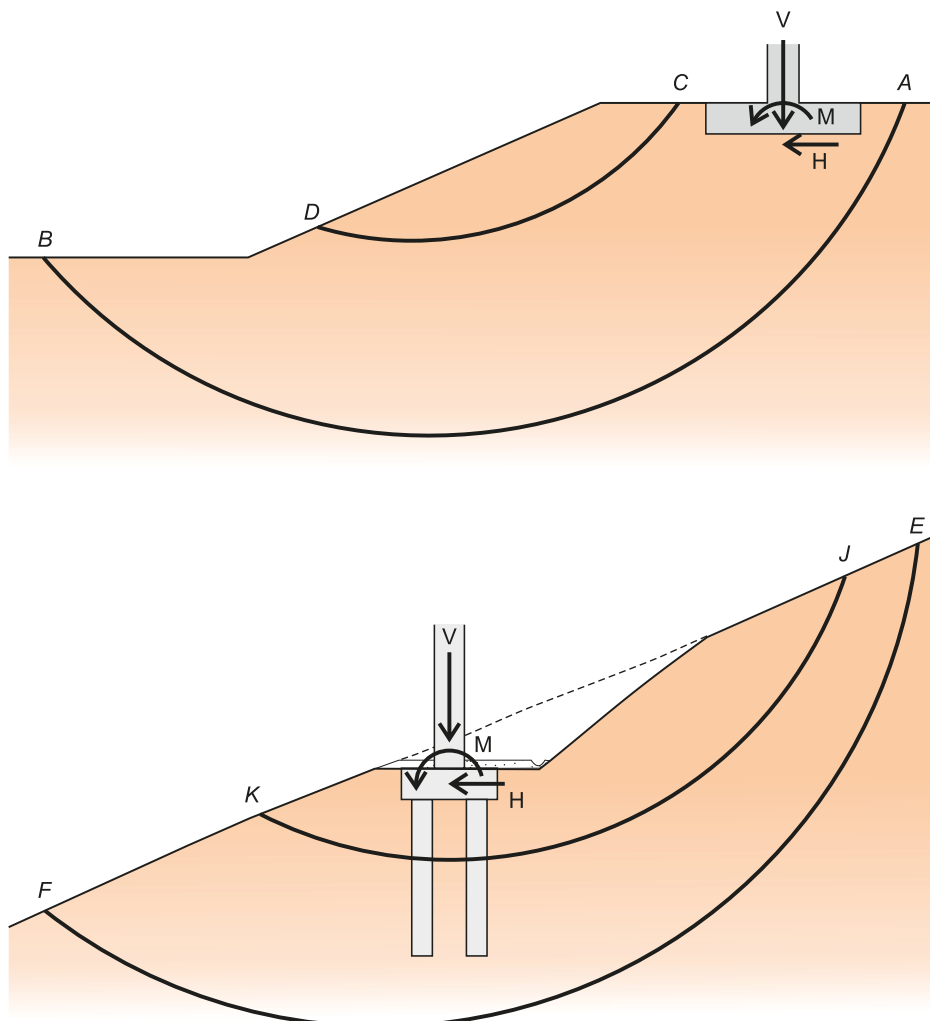


Figura 13 Estabilidad global. Ejemplos de superficies de rotura

Este estado límite debe verificarse en el entorno de las cimentaciones y estructuras de contención, así como en laderas naturales, desmontes y terraplenes (UNE-EN 1997-1, 11.1(1)).

El ELU de estabilidad global queda comprobado cuando se verifica la inecuación siguiente:

$$E_d \leq R_d \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.5)}$$

Es habitual ver esta expresión reformulada como sigue: $R_d/E_d \geq 1$.

En la expresión anterior, E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones que dan lugar a la inestabilidad, teniendo en cuenta la combinación de acciones relevante en la situación de proyecto que se esté analizando (persistente, transitoria, accidental o sísmica), y R_d es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente, desarrollada según la superficie de rotura.

Tanto E_d como R_d pueden expresarse en términos de momentos o de fuerzas. Así, por ejemplo, en el caso de una rotura circular, E_d puede ser el momento desestabilizador producido por la masa de terreno movilizada y por las cargas exteriores actuantes, en cuyo caso R_d será el momento desarrollado al movilizarse la resistencia al corte del terreno a lo largo de la superficie de rotura. En el caso de una rotura plana, se trabajaría con fuerzas en dicho plano.

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, esta verificación se realiza utilizando el enfoque de proyecto 3 (DA-3) con los valores de los coeficientes parciales siguientes:

- Coeficientes parciales para las acciones γ_F (conjunto A2): Tal como indica la nota 2 de 2.4.7.3.4.4 de UNE-EN 1997-1, para este ELU, con el DA-3, todas las acciones que actúan sobre el terreno (provenientes de la estructura, cargas de tráfico, etc.) se tratan como acciones geotécnicas utilizando el conjunto de coeficientes parciales A2. En situación persistente y transitoria su valor se fija en la tabla A.3b del Anejo Nacional y, en situación accidental, son iguales a la unidad, de acuerdo con el primer párrafo de 2.4.7.1(3) del Anejo Nacional.
- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos γ_M (conjunto M2): Se fijan en la tabla A.4b del Anejo Nacional para las situaciones persistentes, transitorias y accidentales². Conviene destacar que el valor de los coeficientes parciales es diferente en función de que la inestabilidad englobe o no una estructura.
- Coeficientes parciales para la resistencia γ_{Re} (conjunto R3): De valor igual a la unidad, de acuerdo con la tabla A.14 del Anejo Nacional.

Por otra parte, es de destacar que, según la nota 2 de la tabla A.4b del Anejo Nacional, los valores de los coeficientes parciales de dicha tabla "*pueden no ser de aplicación*" al análisis del "*equilibrio global de una obra o estructura situada sobre una ladera natural que tenga condiciones precarias de estabilidad*" que "*debe considerarse una actuación de Categoría Geotécnica 3*".

2 Si el modelo utilizado para evaluar la resistencia no tuviera en cuenta los parámetros recogidos en la tabla A.4b del Anejo Nacional, es necesario recurrir a un factor de seguridad global FS de manera que la condición que se debe verificar es la siguiente: $R_k/E_k > FS$, donde los efectos de las acciones E_k se considerarán sin ponderar, R_k se determinará con los parámetros geotécnicos sin minorar y FS será superior al valor del coeficiente parcial de minoración de los parámetros geotécnicos (c' , $tg\varphi'$, c_u) incluido en la tabla A.4b, correspondiente a la situación de cálculo considerada.

Una vez determinados los valores de cálculo de las acciones y de los parámetros geotécnicos, se comprueba el ELU-GEO de estabilidad global. Esta comprobación debe efectuarse teniendo en cuenta las siguientes consideraciones, contenidas en el apartado 11.5.1 de UNE-EN 1997-1:

- Es necesario contemplar situaciones de largo y de corto plazo, a efectos de la consideración de parámetros resistentes del terreno en condiciones drenadas y no drenadas. Conviene aclarar que cuando la comprobación de la estabilidad global en condiciones no drenadas sea determinante, hay que tener en cuenta la secuencia de introducción de las cargas y su relación con la evolución temporal de las características resistentes del terreno.
- El modelo de rotura que se utilice debe ser adecuado a las características del terreno y tener en cuenta al menos los siguientes aspectos:
 - La naturaleza y estructura geológica del terreno (materiales tipo suelo o roca, presencia y características de las discontinuidades, etc.).
 - La distribución de presiones intersticiales. De acuerdo con 11.3(3) de UNE-EN 1997-1, los niveles de agua en lámina libre y piezométricos, o su combinación, *"se deben seleccionar a partir de los datos hidrológicos disponibles y de las observaciones in situ, de modo que se establezcan las condiciones más desfavorables que puedan producirse en la situación de proyecto considerada. Debe considerarse también la posibilidad de rotura de drenes, filtros o sellados."*
- Para cálculos basados en la teoría del equilibrio límite, la masa de terreno movilizada sobre la superficie de rotura se debe tratar como uno o varios sólidos rígidos en tres dimensiones o bien, cuando resulte suficientemente aproximado, en dos dimensiones
- Teniendo en cuenta que, al buscar la superficie de deslizamiento pésima, no es posible diferenciar entre cargas gravitatorias favorables y desfavorables, si existe incertidumbre en relación con el peso específico de los terrenos, la comprobación debe efectuarse considerando sus valores característicos superior e inferior, en cálculos independientes.
- Cuando se analice un caso que pueda implicar la reactivación de roturas preexistentes, deben considerarse varias posibles superficies de rotura entre las cuales debe estar la preexistente.

La verificación de la seguridad frente al ELU-GEO de estabilidad global en caso de reparación de taludes se debe realizar de forma similar aunque con algunas particularidades ya que, según UNE-EN 1997-1, 11.5.1(8), los coeficientes parciales utilizados con carácter general pueden no ser apropiados en este caso. El procedimiento a seguir consiste en:

- Realizar un análisis retrospectivo de la rotura, teniendo en cuenta la geometría real de la misma y las cargas intervinientes, deduciendo a partir de ellas los valores de los parámetros del terreno que rigen la resistencia al corte. En este cálculo todos los coeficientes parciales deben tomarse iguales a la unidad $\gamma_M = \gamma_F = \gamma_R = 1,0$

- Fijar, una vez definidas las medidas para la estabilización del talud, el nuevo valor de γ_M a utilizar en el cálculo. Para ello, debe tenerse en cuenta que el nivel de incertidumbre de los parámetros de resistencia al corte obtenidos con el análisis retrospectivo suele ser menor que el obtenido mediante los ensayos y análisis habituales en obra de nueva construcción, lo que justifica la adopción de valores para γ_M inferiores a los de la tabla A.4b del Anejo Nacional

5.3 Verificación del estado límite último EQU

Como se ha indicado en 1.5.1, el estado límite último EQU implica la pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno, considerados ambos como sólido rígido y asumiendo que la resistencia proporcionada por los materiales estructurales y el terreno es insignificante. El ejemplo clásico de pérdida del equilibrio es el vuelco de una estructura, considerándose tanto ésta como el terreno indeformables (Figura 1). Es decir, en este estado límite se considera que no se produce rotura ni de la estructura ni del terreno.

En consecuencia, en caso de que se tomen en cuenta los empujes pasivos del terreno en la verificación del ELU-EQU, no se deben considerar como resistencia, sino como acción. Si el empuje pasivo se introdujera como resistencia, la comprobación sería del tipo ELU-GEO.

Hay que llamar la atención que, para la verificación del ELU-EQU, no se plantean diferentes enfoques de proyecto, como se hace para los ELU-GEO y STR (ver apartado 5.2.4).

De acuerdo con UNE-EN 1990, 6.4.2(1), en el ELU-EQU, se debe verificar que el valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras $E_{dst,d}$ es menor o igual que el valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras $E_{stb,d}$:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} \quad \text{UNE-EN 1990, ecuación (6.7)}$$

UNE-EN 1990, 6.4.2(2), dice que, cuando proceda, la expresión anterior puede ser suplementada con términos adicionales. En esta línea, UNE-EN 1997-1, 2.4.7.2, la reformula y plantea la verificación del ELU-EQU como sigue:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} + T_d \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.4)}$$

Donde T_d representa posibles resistencias al corte (como puede ser la resistencia de algún anclaje para asegurar la estabilidad al vuelco) que, según UNE-EN 1997-1, 2.4.7.2(2), Nota 1, deben ser de poca importancia en relación con el conjunto de las acciones estabilizadoras. La inclusión de este sumando implica cierta contradicción con la propia definición del ELU-EQU, según la cual, la resistencia proporcionada por la estructura o el terreno debe ser insignificante. Si el valor de T_d fuera insignificante, no sería necesaria su inclusión en la inecuación anterior y, si no lo fuera, no procedería la comprobación ELU-EQU sino la comprobación de los ELU-STR y GEO.

En el contexto geotécnico, el valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras $E_{dst,d}$ y estabilizadoras $E_{stb,d}$ se obtienen de la siguiente manera:

$$E_{dst,d} = E(\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d)_{dst} \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.4a)}$$

$$E_{stb,d} = E(\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d)_{stb} \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.4b)}$$

En estas ecuaciones, los coeficientes parciales de las acciones γ_F , en situación persistente o transitoria, son los indicados en la tabla A.1 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1. Los coeficientes parciales de las propiedades del terreno se toman con el valor $\gamma_M=1,0$.

En caso de que se tenga en cuenta la participación del término T_d en la verificación del ELU-EQU (ecuación (2.4) de UNE-EN 1997-1), los coeficientes parciales de las propiedades del terreno γ_M a utilizar para la obtención de este término serán los que figuran en la tabla A.2 del Anejo Nacional.

Por último, conviene citar que, según indica UNE-EN 1997-1, 2.4.7.2(2) Nota 1, el ELU-EQU es relevante fundamentalmente en el proyecto estructural y, en el proyecto geotécnico, esta verificación se limitará a ciertos casos (como por ejemplo una cimentación rígida apoyada en roca) y es diferente, en principio, de la verificación del ELU-GEO de estabilidad global y del ELU-UPL.

UNE-EN 1997-1 no establece, en el capítulo de cimentaciones superficiales, la necesidad de una comprobación específica frente al vuelco. Se sobreentiende que, en general, la verificación del ELU-GEO de resistencia al hundimiento lleva implícita la verificación del vuelco, siempre que se cumpla la limitación de la excentricidad de la carga (UNE-EN 1997-1, 6.5.4).

5.4 Verificación del estado límite último UPL

Como se ha indicado en 1.5.1, el estado límite último UPL consiste en la pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno por levantamiento, debido a la presión de agua u otras acciones verticales.

La verificación de este estado límite último consiste en comprobar que el valor de cálculo de las acciones verticales desestabilizadoras, permanentes y variables, $V_{dst,d}$ sea menor o igual que la suma de los valores de cálculo de las acciones verticales permanentes estabilizadoras $G_{stb,d}$ y de cualquier resistencia adicional al levantamiento R_d aportada por ejemplo por anclajes al terreno, pilotes a tracción o fuerzas de fricción en los trasdoses de estructuras enterradas:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.8)}$$

O, lo que es lo mismo:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Esta inecuación es un caso particular de la verificación general de equilibrio, ecuación (2.4) de UNE-EN 1997-1. Es de aplicación a la verificación de la estabilidad de estructuras sumergidas y de capas impermeables en excavaciones, frente al fallo por empuje ascensional, si bien este último caso puede requerir también la comprobación del ELU-HYD (apartado 5.5).

En la verificación del ELU-UPL, no se plantean diferentes enfoques de proyecto, como se hace para los ELU-GEO y STR (ver apartado 5.2.4).

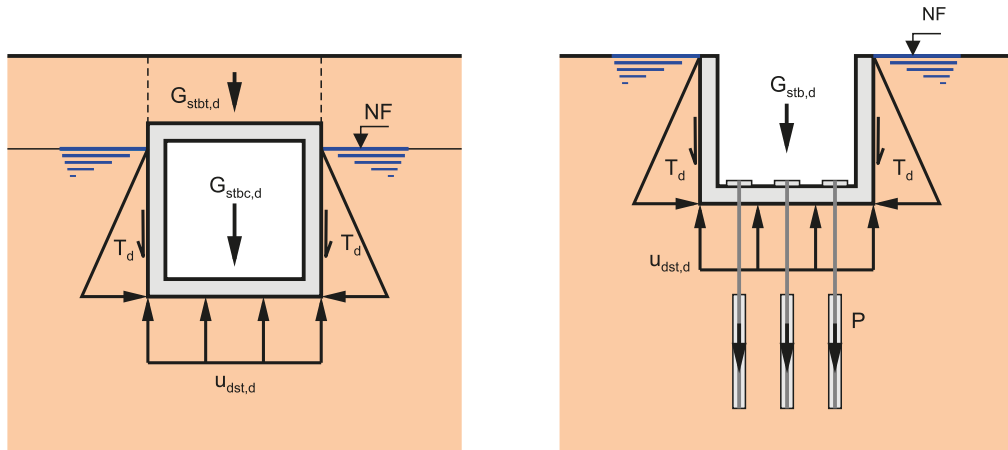
En situación persistente y transitoria, los valores de los coeficientes parciales a aplicar a las acciones desestabilizadoras permanentes $\gamma_{G,dst}$ o variables $\gamma_{Q,dst}$ y a las acciones estabilizadoras $\gamma_{G,stab}$ serán los indicados en el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, apartado A.4, tabla A.15. Para la obtención de R_d , los coeficientes parciales a aplicar a los parámetros geotécnicos o a las resistencias serán los indicados en el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, apartado A.4, tabla A.16.

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.4.7.4(2), la resistencia adicional frente al levantamiento R_d proporcionada por anclajes al terreno, pilotes a tracción u otras fuerzas de fricción puede considerarse como una acción estabilizadora permanente en lugar de como una resistencia y, en ese caso, su valor de cálculo se obtendrá aplicando el coeficiente parcial correspondiente a acciones permanentes estabilizadoras $\gamma_{G,stab}$ (determinadas estas acciones a partir de valores característicos de los parámetros geotécnicos).

Si se opta por la vía de considerarla como acción, al aplicar por tanto los coeficientes parciales de la tabla A.15 el resultado de la verificación del ELU-UPL es menos conservador que si se considerara como una resistencia y se aplicaran por tanto los coeficientes parciales de la tabla A.16. De ello puede deducirse que si la resistencia proporcionada por anclajes al terreno, pilotes a tracción u otras fuerzas de fricción se trata como una acción estabilizadora, además del ELU-UPL debe verificarse el ELU-GEO que corresponda.

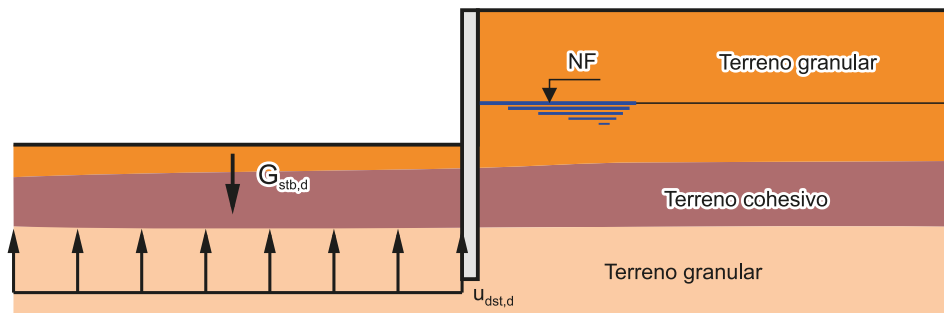
Tal como indica UNE-EN 1997-1, 10.2(4), las medidas más habituales para evitar los problemas de pérdida de equilibrio de una estructura por levantamiento son las siguientes:

- Aumentar el valor de $G_{stab,d}$ incrementando, por ejemplo, el peso propio de la estructura
- Disminuir el término desestabilizador $V_{dst,d}$ actuando sobre el drenaje para disminuir la subpresión
- Incrementar el valor de la resistencia R_d introduciendo, por ejemplo, anclajes de fondo o pilotes a tracción, en cuyo caso, estos elementos deben verificarse de acuerdo con UNE-EN 1997-1, 10.2(5).

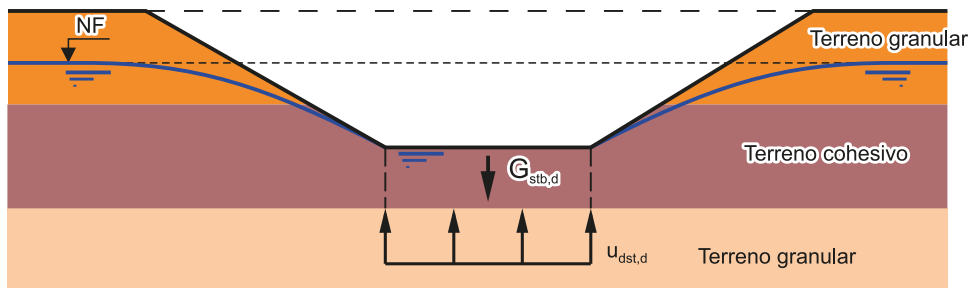


Levantamiento de una estructura enterrada

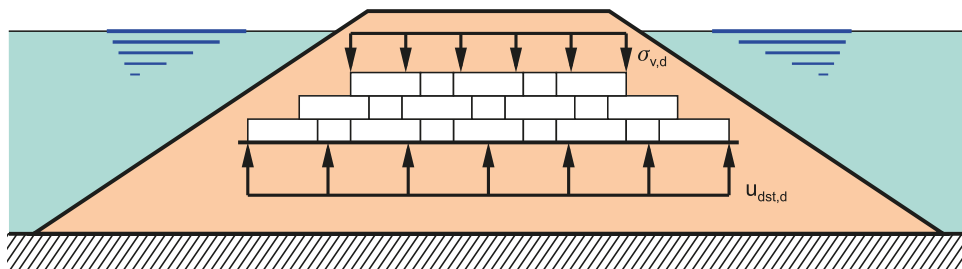
Levantamiento de una estructura enterrada con anclajes de fondo



Levantamiento de capa impermeable bajo fondo de excavación



Levantamiento de un fondo de desmorte



Flotación de un relleno ligero durante una avenida

Figura 14 Ejemplos de situaciones en que el ELU-UPL puede resultar crítico

5.5 Verificación del estado límite último HYD

5.5.1 Introducción

Como se ha indicado en 1.5.1, el estado límite último HYD implica un fallo del terreno provocado por la presencia de agua en el suelo sometida a un gradiente hidráulico suficientemente elevado. Los tipos ELU-HYD citados en UNE-EN 1997-1, 2.4.7.1(1) y descritos en las notas de 10.1(1) son el sifonamiento, la erosión interna y la tubificación.

La inestabilidad hidráulica por sifonamiento, se caracteriza por la anulación de la presión vertical efectiva de las partículas del terreno debido a la fuerza ascendente de filtración causada por el gradiente hidráulico, es decir, la presión del agua iguala al peso total saturado de la columna de suelo. Esto provoca que dichas partículas se encuentren en un estado de flotación, perdiendo la capacidad de desarrollar mecanismos resistentes de corte. Suele darse en terrenos granulares, de hecho, de acuerdo con UNE-EN 1997-1, 10.3(2) Nota 1, cuando el suelo presenta un comportamiento claramente cohesivo, el modo de fallo a analizar no será el sifonamiento, ELU-HYD, sino el de pérdida de equilibrio por levantamiento, ELU-UPL (fondo de desmonte de Figura 14). En casos dudosos, lo recomendable es efectuar ambas verificaciones.

Tal como indica UNE-EN 1997-1, 10.3(3), las medidas más habituales para evitar el fallo por sifonamiento consisten en aumentar el peso resistente $G_{stb,d}$, y en disminuir la presión de agua bajo la columna de suelo $u_{dst,d}$.

La tubificación es un caso particular de erosión interna en los suelos que tiene lugar cuando existe un gradiente hidráulico suficientemente elevado como para arrastrar las partículas situadas a la salida de las líneas de corriente (por ejemplo, aguas abajo de un terraplén con lámina de agua sobre uno de sus espaldones), donde no existe material que se oponga a la erosión. Si este fenómeno progresa, evolucionando la erosión de forma regresiva, pueden llegar a formarse conductos tubulares hacia aguas arriba dando lugar al fenómeno de la tubificación propiamente dicho. En algunos suelos arcillosos, los tubos formados resultan relativamente estables pero, en otras arcillas y en los terrenos granulares, podrán ir aumentando de sección, dando lugar a la ruina de la obra.

UNE-EN 1997-1 no propone ninguna formulación para los tipos de fallo por erosión interna ni por tubificación sino que plantea conceptualmente las verificaciones a efectuar y recoge medidas prescriptivas para tratar de evitar su ocurrencia.

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 10.3(2) Nota 2, la verificación de la estabilidad frente al sifonamiento no asegura la ausencia de erosión interna, la cual debe analizarse independientemente cuando proceda.

Por último, hay que destacar que en la verificación del ELU-HYD no se plantean diferentes enfoques de proyecto, como se hace para los ELU-GEO y STR (ver apartado 5.2.4).

5.5.2 Sifonamiento

La verificación del ELU-HYD de sifonamiento, se debe efectuar, según UNE-EN 1997-1, 2.4.7.5, bien mediante un cálculo en términos de presiones totales e intersticiales, ecuación (2.9a), o bien mediante un cálculo en términos de fuerzas de filtración vertical y pesos sumergidos, ecuación (2.9b).

Así, cuando la verificación se efectúe en términos de presiones totales e intersticiales, se debe comprobar que, para cualquier columna de suelo, el valor de cálculo de la presión intersticial desestabilizadora total $u_{dst,d}$ en la base de la columna es menor o igual que la tensión vertical total estabilizadora $\sigma_{stb,d}$:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.9a)}$$

Esta ecuación se puede reescribir en términos de presiones efectivas:

$$\sigma_{stb,d} - u_{dst,d} = \sigma'_d \geq 0$$

La mejor manera de obtener el valor de la presión intersticial es por medición directa en el terreno, lo cual no siempre es posible, por lo que resulta habitual recurrir a modelos teóricos. En este sentido, UNE-EN 1997-1, 10.3(2), da algunas indicaciones para tener en cuenta circunstancias desfavorables. Así, dado que la distribución de la presión intersticial está íntimamente relacionada con las condiciones de permeabilidad del terreno, se debe tener en cuenta la existencia, por ejemplo, de capas finas de suelos poco permeables, que pueden inducir variaciones notables en este parámetro respecto al caso de un material granular uniforme. UNE-EN 1997-1 también llama la atención sobre la influencia de los efectos espaciales de la forma real de las excavaciones bajo el nivel freático, tales como vértices en cimientos rectangulares, cimientos circulares o estrechos, que requerirían un análisis tridimensional.

Cuando la verificación se efectúe en términos de fuerzas de filtración y pesos sumergidos e intersticiales se debe comprobar que el valor de cálculo de la fuerza de filtración vertical $S_{dst,d}$ en la base de la columna es menor o igual que el valor de cálculo del peso sumergido de dicha columna $G'_{stb,d}$:

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.9b)}$$

Las acciones que intervienen en las expresiones (2.9a) y (2.9b) lo hacen con su valor de cálculo, que se obtiene multiplicando su valor característico por los coeficientes parciales correspondientes cuyo valor figura, para la situación persistente o transitoria, en la tabla A.17 del Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1:

$$\begin{aligned} u_{dst,d} &= \gamma_{dst} u_{dst,k} \\ \sigma_{stb,d} &= \gamma_{G,stb} \sigma_{stb,k} \\ S_{dst,d} &= \gamma_{dst} S_{dst,k} \\ G'_{stb,d} &= \gamma_{G,stb} G'_{stb,k} \end{aligned}$$

Para comprender la diferencia entre las dos formulaciones, se plantea el ejemplo de la Figura 15.

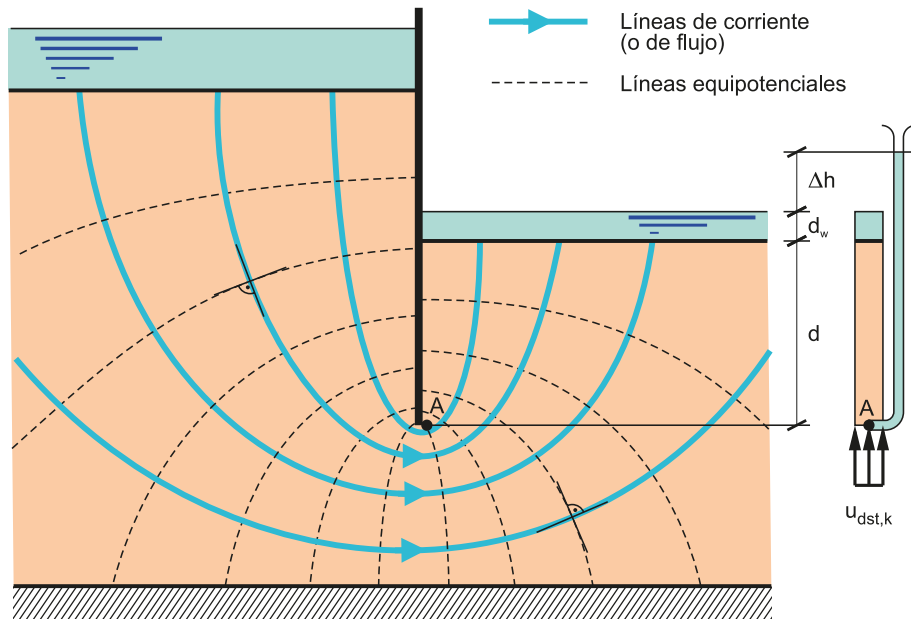


Figura 15 Ejemplo de verificación de la estabilidad hidráulica por sifonamiento

Cuando la verificación se efectúa en términos de presiones totales e intersticiales, ecuación (2.9a), para las condiciones del pie de la pantalla (punto A de la Figura 15), el valor característico de la presión desestabilizadora es:

$$u_{dst,k} = \gamma_w (d + d_w + \Delta h)$$

Y el valor característico de la presión total estabilizadora es:

$$\sigma_{stb,k} = \gamma_{sat} d + \gamma_w d_w = (\gamma_{sum} + \gamma_w) d + \gamma_w d_w$$

Por tanto, la ecuación (2.9a) queda como sigue:

$$\gamma_{G,dst} [\gamma_w (d + d_w + \Delta h)] \leq \gamma_{G,stb} [(\gamma_{sum} + \gamma_w) d + \gamma_w d_w]$$

Así, el valor de cálculo del exceso de presión intersticial (sobre la hidrostática) con el que se asegura la verificación del ELU-HYD de sifonamiento es:

$$\gamma_{G,dst} \gamma_w \Delta h \leq \gamma_{G,stb} \gamma_{sum} d - (\gamma_{G,dst} - \gamma_{G,stb}) \gamma_w (d + d_w)$$

Si, en cambio, la verificación se efectúa en términos de fuerzas, ecuación (2.9b), el valor de cálculo de la fuerza de filtración desestabilizadora al pie de la pantalla (punto A de la Figura 15), por unidad de superficie transversal de la columna de suelo, es:

$$S_{dst,d} = \gamma_{G,dst} \gamma_w i d$$

Donde i es el gradiente hidráulico en la columna de suelo que en el punto A tiene el valor $i = \Delta h/d$.

El valor de cálculo del peso sumergido estabilizador, por unidad de superficie transversal de la columna de suelo, en el mismo punto, es:

$$G'_{stb,d} = \gamma_{G,stb} \gamma_{sum} d$$

Por tanto, la ecuación (2.9b) queda como sigue:

$$\gamma_{G,dst} \gamma_w \Delta h \leq \gamma_{G,stb} \gamma_{sum} d$$

Comparando las inequaciones a las que se llega por cada uno de los procedimientos, se observa que la sobrepresión intersticial admisible utilizado la expresión (2.9a) siempre es menor que la que resulta con la expresión (2.9b). Es decir, la verificación efectuada en términos de presiones totales e intersticiales es más conservadora que la efectuada en términos de fuerzas netas, puesto que el término $(\gamma_{G,dst} - \gamma_{G,stb})$ es siempre positivo.

5.5.3 Erosión interna

La verificación del ELU-HYD de erosión interna debe comenzar, según UNE-EN 1997-1, 10.4, por comprobar si se cumplen condiciones de filtro que eviten el transporte de material.

Este principio debe entenderse de aplicación a cada uno de los materiales o capas que intervienen en el caso analizado, los cuales deben presentar estabilidad interna, y, de forma sucesiva, a la secuencia que forman las diferentes capas por las que discurre la red de flujo. Aunque UNE-EN 1997-1 no formula condiciones de filtro concretas, en los párrafos 10.4(2) a (4) incluye recomendaciones constructivas.

Cuando no se verifiquen las condiciones de filtro, UNE-EN 1997-1, 10.4(5), establece una segunda condición al indicar que el valor de cálculo del gradiente hidráulico i_d correspondiente a la situación analizada debe ser suficientemente bajo en relación con el denominado gradiente crítico i_{crit} (valor con el que las partículas de suelo comienzan a moverse). Para establecer el valor del gradiente crítico, 10.4(6) indica que debe tenerse en cuenta la dirección de las líneas de corriente, la granulometría de los materiales y su distribución geométrica, así como la de sus interfaces.

Aunque UNE-EN 1997-1 no incluye una consideración expresa sobre el margen de seguridad a mantener frente al gradiente crítico, la literatura técnica recomienda valores superiores a cuatro ($i_{crit} > 4,0 i_d$).

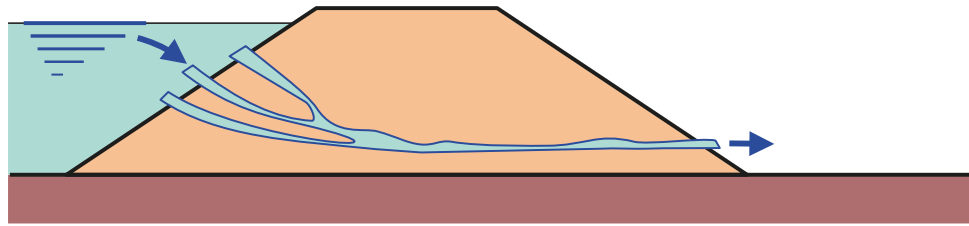
5.5.4 Tubificación

Para tratar de evitar el fallo por tubificación UNE-EN 1997-1, 10.5 indica que se debe garantizar la estabilidad frente a la erosión interna en las zonas donde se puedan producir afloramientos de la filtración de agua y establece una serie de criterios y comprobaciones.

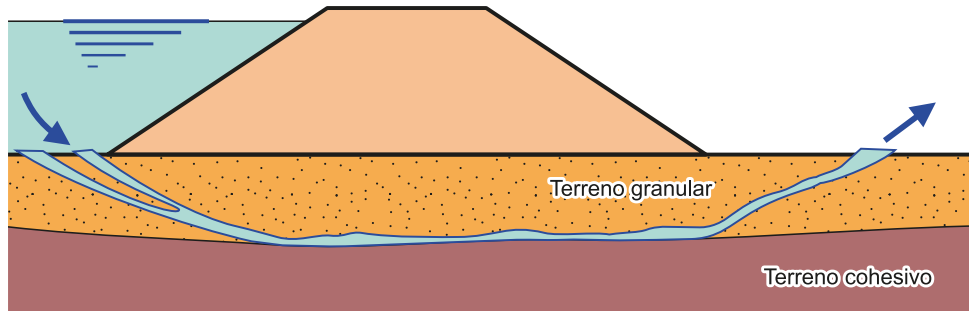
La verificación frente a este modo de fallo puede sistematizarse y ordenarse según la siguiente secuencia:

- Modelización de la geometría y estratigrafía del caso concreto a analizar, teniendo en cuenta si la superficie del terreno es horizontal o inclinada, así como que las interfaces entre capas, tales como planos de estratificación, fallas, diaclasas, planos de cimentación, etc., suelen participar como vías preferentes de flujo de agua
- Definición de la red de flujo, lo que requiere la asignación de cotas de lámina de agua y condiciones de permeabilidad a los terrenos e interfaces, así como las condiciones de contorno correspondientes
- En las zonas donde se puedan producir afloramientos de agua (lado contrario a la lámina de agua en la [Figura 16](#)) hay que distinguir:
 - En terrenos horizontales, se debe verificar que existe seguridad suficiente frente al levantamiento hidráulico (sifonamiento).
 - En terrenos inclinados, se debe verificar su equilibrio global, como en cualquier talud, teniendo en cuenta la fuerza de filtración.
- Adicionalmente, es necesario comprobar que la capa de terreno más superficial presenta suficiente estabilidad frente al modo de fallo de erosión interna. Debe tenerse en cuenta que esta capa (en general con la menor carga geostática de las que intervienen en la verificación) no tiene por qué coincidir con la pésima frente al modo de fallo de erosión interna

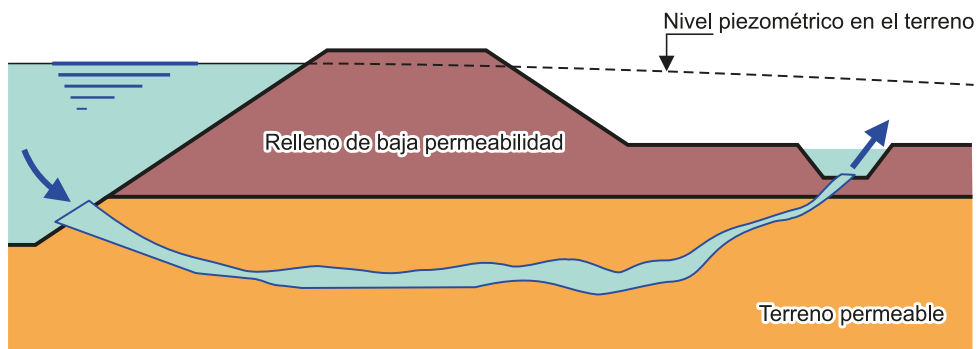
UNE-EN 1997-1, nota a 10.5(1), sugiere medidas para tratar de evitar la tubificación a través de la disminución del gradiente hidráulico, tales como disponer bermas o espaldones en el lado contrario a la lámina de agua de la [Figura 16](#) (desplazando así el punto de inicio de los tubos en la superficie libre) o construir pantallas impermeables bajo el terraplén que aumentan la longitud de la red de filtración.



Tubificación por cuerpo de relleno



Tubificación por interfaz



Tubificación bajo relleno de baja permeabilidad

Figura 16 Ejemplo de condiciones que pueden dar lugar a tubificación

5.6 Verificación de los estados límite de servicio

Como se ha indicado en el apartado 1.5.2, los estados límite de servicio (ELS) son aquéllos que, de ser excedidos, pueden dar lugar a una pérdida de la funcionalidad para la cual fue proyectada la estructura, a un defecto en su apariencia o a un problema de confort de los usuarios (apartado 3.4 de UNE-EN 1990), sin que ello suponga el colapso de la misma.

En general, dentro de los estados límite de servicio, los que se consideran más habitualmente en los procesos de cálculo de las cimentaciones son los asentamientos totales y los asentamientos diferenciales entre apoyos contiguos (Figura 6).

Otros posibles estados límite de servicio, cuya verificación es menos habitual, son los giros y los movimientos horizontales (por ejemplo, en alzados de pantallas y muros), las vibraciones, etc. Los estados límite de servicio que no sean susceptibles de un cálculo específico deben evitarse adoptando medidas preventivas.

Para evitar alcanzar un ELS, el valor de cálculo de los efectos de las acciones (ver apartado 2.6) debe ser menor que el valor límite aceptable para ese efecto:

$$E_d \leq C_d \quad \text{UNE-EN 1997-1, ecuación (2.10)}$$

La determinación de los efectos de las acciones E_d puede llevarse a cabo utilizando tanto modelos de cálculo analíticos como semiempíricos, con las acciones que actúan sobre la cimentación en la situación de proyecto evaluada, teniendo en cuenta cuando proceda las citadas en 2.4.2(4) de UNE-EN 1997-1. En general, la combinación de acciones a considerar para las verificaciones geotécnicas en ELS suele ser la combinación casi-permanente.

De acuerdo con 2.4.8(2) de UNE-EN 1997-1 y del Anejo Nacional, los coeficientes parciales para las verificaciones en ELS serán iguales a la unidad ($\gamma_F = \gamma_M = 1,0$). Es decir, los valores de cálculo de las acciones y de las propiedades de los materiales serán iguales a sus valores característicos.

El valor límite C_d es aquél para el cual se estima que la estructura soportada por la cimentación puede alcanzar un ELS, lo que significa que se suele fijar por consideraciones estructurales. Por ejemplo, el valor límite aceptable para el asiento en una pila puede establecerse de forma que no dé lugar a una fisuración inaceptable en el tablero, defectos de alineación, discontinuidades en juntas, etc. Su valor debe establecerse en las etapas iniciales del proyecto de la estructura, teniendo en cuenta los aspectos recogidos en 2.4.9 de UNE-EN 1997-1. Esta norma incluye además alguna indicación en su Anejo H respecto a los valores límite que pueden adoptarse.

En el documento *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones superficiales* se incluyen valores límite para los asientos. En ese documento, se formula el planteamiento de la comprobación del ELS de asientos, tanto absolutos como diferenciales, y se recogen unas pautas sobre las combinaciones de acciones a utilizar en dichas comprobaciones que, junto con los valores límite, tienen validez general con independencia del tipo de cimentación.

El proceso de verificación de los estados límite de servicio tal como se ha planteado en los párrafos anteriores se representa en la [Figura 17](#).

Alternativamente, UNE-EN 1997-1 introduce en 2.4.1(4) y 2.4.8(4) la posibilidad de efectuar la comprobación de los ELS mediante un procedimiento simplificado que consiste en aceptar que los movimientos en ELS se mantendrán dentro de los límites requeridos si se verifica que sólo se moviliza una pequeña fracción de la resistencia del terreno. Para que este procedimiento de comprobación sea aceptable se requiere que no sea necesario disponer de un valor concreto del asiento y que se disponga de experiencia comparable que lo avale.

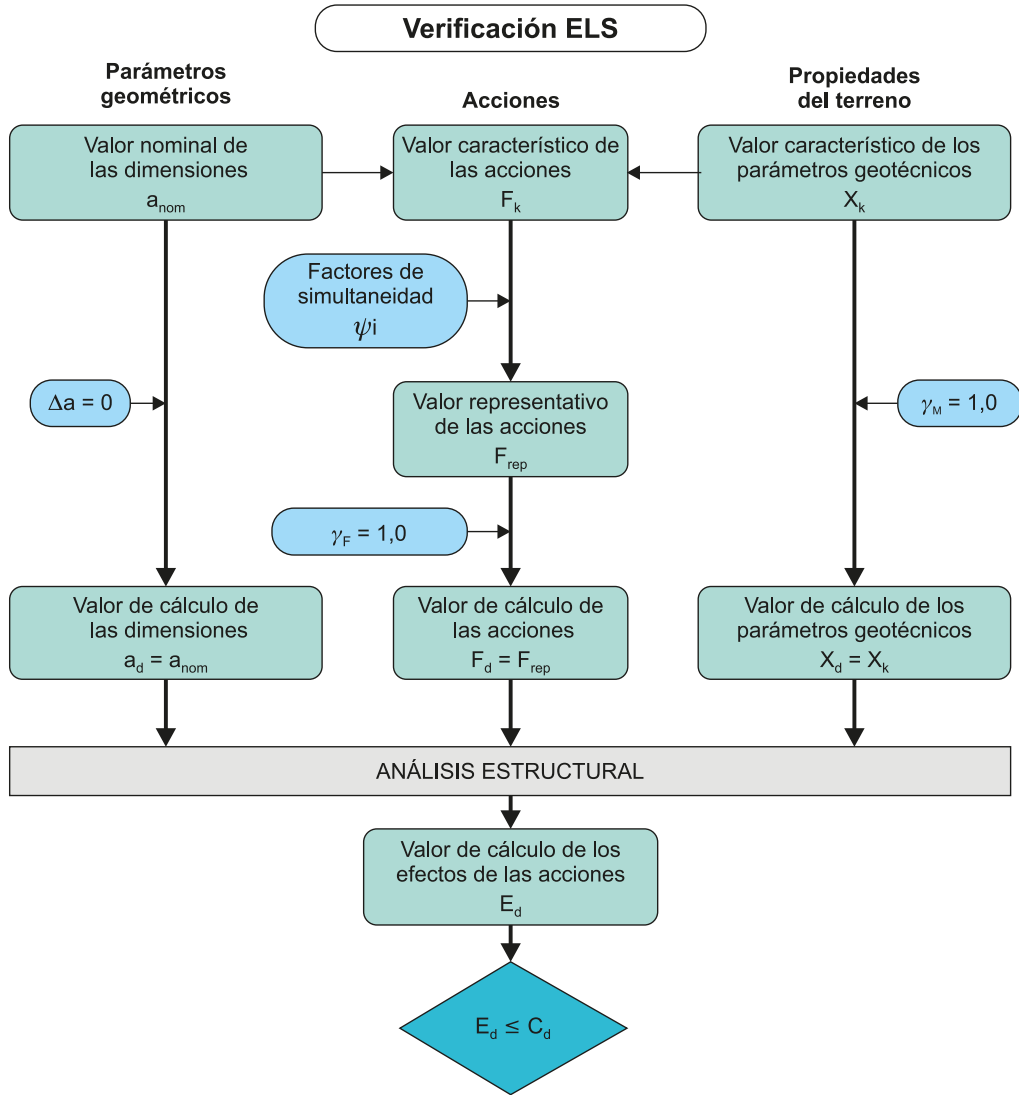


Figura 17 Diagrama de flujo para la verificación de los ELS

6

PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE MEDIDAS PRESCRIPTIVAS

Como se ha indicado en el apartado 1.1 de este documento, UNE-EN 1997-1, 2.1 y 2.5, introduce la posibilidad de considerar verificados los estados límite de una cimentación mediante la imposición de medidas prescriptivas, en caso de situaciones de proyecto en que no se disponga de modelos de cálculo o éstos no sean necesarios.

Estas medidas son una combinación de reglas de proyecto conservadoras avaladas por la práctica y de una detallada especificación y estricto control de materiales, ejecución y comportamiento en servicio. En general, las reglas de proyecto citadas suelen estar limitadas a un ámbito local.

El proyecto mediante medidas prescriptivas puede utilizarse cuando la *experiencia comparable* haga innecesarios los cálculos, así como en otras comprobaciones en que los cálculos no resulten apropiados. Según UNE-EN 1997-1, 2.5(2), el uso de medidas prescriptivas es adecuado para mejorar la durabilidad de las estructuras frente a la agresividad del terreno o de las aguas, etc.

Teniendo en cuenta que la *experiencia comparable* está en general relacionada con los ELS, cuando el proyecto geotécnico se aborda mediante medidas prescriptivas, se supone que los ELU están implícitamente cubiertos por los ELS.

Generalmente, la aplicación de medidas prescriptivas conlleva la aplicación de tablas, gráficos y procedimientos que suelen tener implícitos sus propios coeficientes de seguridad. Los coeficientes parciales del Anejo A de UNE-EN 1997-1 y del Anejo Nacional no están pensados para ser utilizados en este caso.

7

PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA Y ENSAYOS CON MODELOS EXPERIMENTALES

Como se ha indicado en el apartado 1.1 de este documento, UNE-EN 1997-1, 2.1 y 2.6, introduce la posibilidad de considerar verificados los estados límite de una cimentación mediante la realización de ensayos de carga o mediante el empleo de modelos experimentales. Para ello, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Las diferencias entre las condiciones del terreno en el ensayo y en la construcción real
- El efecto del tiempo, especialmente si la duración del ensayo es mucho menor que la duración del proceso de carga real
- El efecto escala, especialmente si se han utilizado modelos reducidos. Debe considerarse el efecto del nivel tensional y de las partículas del terreno

Los ensayos pueden realizarse *in situ* sobre un elemento de la obra o con modelos, a escala real o reducida.

8

PROYECTO GEOTÉCNICO MEDIANTE EL MÉTODO OBSERVACIONAL

Como se ha indicado en el apartado 1.1 de este documento, UNE-EN 1997-1, 2.1 y 2.7, introduce la posibilidad de considerar verificados los estados límite de una cimentación mediante la utilización del método observacional, que requiere de la revisión del proyecto durante el transcurso del proceso constructivo.

La esencia de este método está en la planificación precisa de la monitorización y de las acciones a tomar como resultado de las observaciones. Deben estar previstos los requisitos mínimos a alcanzar en las diferentes etapas de la construcción. De esta manera, es posible efectuar hipótesis de comportamiento optimistas y pesimistas que se contrastan con el comportamiento real.

Este método es útil cuando sea difícil predecir el comportamiento geotécnico del terreno, por ejemplo, en casos en los que las condiciones del terreno son complejas o no son suficientemente bien conocidas.

De acuerdo con UNE-EN 1997-1, 2.7(2), este método requiere que se cumplan los siguientes requisitos previos al inicio de la construcción:

- Establecimiento de límites de comportamiento aceptables
- Evaluación del rango del posible comportamiento y demostración de que existe una probabilidad razonable de que el comportamiento real se encuentre dentro de los límites aceptables
- Establecimiento de un programa de instrumentación para comprobar que el comportamiento real se encuentra dentro de los límites aceptables. La instrumentación debe proporcionar la información adecuada en una fase suficientemente temprana.

con unos intervalos suficientemente cortos que permitan adoptar con éxito las acciones correctoras que pudieran requerirse

- El tiempo de respuesta de la instrumentación y los procedimientos de análisis de los resultados deben ser lo suficientemente rápidos en relación con la posible evolución del sistema
- Establecimiento de un plan de acciones correctoras para el caso en que las observaciones indiquen que el comportamiento se encuentra fuera de los límites aceptables.

UNE-EN 1997-1 no da ninguna indicación sobre la forma de introducir la seguridad cuando se utiliza el método observacional. La introducción de la seguridad puede hacerse utilizando valores reducidos de los coeficientes parciales o a través de una estimación menos prudente de los valores característicos de las propiedades del terreno. Es conveniente que la forma de introducir la seguridad con este método se decida para cada proyecto individual dependiendo de las consecuencias del fallo y de las incertidumbres que se consideren relevantes.

No debe utilizarse el método observacional cuando exista riesgo de colapso o rotura súbitos, es decir, cuando el terreno o la interacción terreno estructura no presentan ductilidad suficiente.

9

DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO GEOTÉCNICO

9.1 Documentación según UNE-EN 1997

UNE-EN 1997-1 establece el alcance y contenido de dos documentos principales para recoger la información geotécnica relativa al proyecto de las estructuras. El primero de ellos es el denominado *Informe del reconocimiento del terreno*³, que se trata en UNE-EN 1997-1, 3.4, y en el capítulo 6 de UNE-EN 1997-2. El segundo es el denominado *Informe del proyecto geotécnico*⁴, objeto de UNE-EN 1997-1, 2.8. A continuación se indica cuál debe ser el contenido de cada uno de estos documentos.

- Informe del reconocimiento del terreno (GIR).
 - Presentación de toda la información geotécnica generada en el proyecto, tanto la información previa recopilada, en particular la descripción de los rasgos geológicos relevantes, como los resultados de los reconocimientos de campo y de laboratorio
 - Evaluación de la información geotécnica obtenida, estableciendo las hipótesis efectuadas en la interpretación de los ensayos. Se entiende que esta evaluación debe incluir el análisis de los valores medidos y deducidos de los parámetros geotécnicos con identificación de los valores anómalos, la descripción detallada de las unidades geotécnicas y de sus propiedades de identificación, estado, resistencia, deformabilidad, etc., la confección de perfiles geotécnicos con indicación de la posición del nivel freático y el análisis de sus fluctuaciones estacionales
 - Propuesta de reconocimientos adicionales en el caso de que se estimen necesarios, justificando su necesidad y detallando su alcance

3 Habitualmente referido por sus siglas GIR, correspondientes a su denominación inglesa *Ground Investigation Report*.

4 Habitualmente referido por sus siglas GDR, correspondientes a su denominación inglesa *Geotechnical Design Report*.

- Informe del proyecto geotécnico (GDR).

El GDR debe contener las hipótesis, datos, métodos de cálculo y resultados de la verificación de la seguridad (ELU) y del servicio (ELS) de las cimentaciones (UNE-EN 1997-1, 2.8(1)), haciendo las referencias necesarias al GIR donde proceda. En general, comprenderá:

- Descripción del emplazamiento y sus alrededores
- Descripción de las condiciones del terreno
- Descripción de la obra y de las acciones de cálculo
- Justificación de la adecuación del emplazamiento para la obra proyectada y los niveles de riesgo considerados aceptables.
- Tipología de la cimentación proyectada y los criterios por los que se ha elegido
- Valor de cálculo de los parámetros del terreno, con la correspondiente justificación.
- Recomendaciones relativas al proyecto de la cimentación
- Criterios normativos utilizados en el proyecto de la cimentación
- Hipótesis y métodos de cálculo empleados para el proyecto de las cimentaciones, datos y resultados de las verificaciones de los estados límite de proyecto.
- Cálculos geotécnicos
- Planos de las cimentaciones
- Relación de aspectos que deben comprobarse durante la construcción
- Relación de aspectos que requieren mantenimiento o monitorización durante la vida de la cimentación. UNE-EN 1997-1, 2.8(5), incluye la relación de puntos que debe comprender el plan de supervisión y monitorización, en su caso

9.2 Documentación en los proyectos de carretera

Puede haber diferentes formas de organizar y presentar la documentación geotécnica de un proyecto que satisfagan las especificaciones de UNE-EN 1997 indicadas en el apartado anterior.

En los proyectos de obras de nueva planta de la Dirección General de Carreteras, es habitual que la información geotécnica se organice de acuerdo con la siguiente estructura de anejos:

- Anejo de geología y procedencia de materiales
- Anejo de estudio geotécnico del corredor
- Anejo de estudio geotécnico para la cimentación de estructuras
- Anejo de estructuras

Estos dos últimos, los más relevantes para el proyecto de las estructuras y sus cimentaciones, se organizan en forma de documentos individuales para cada estructura, que contienen descripciones, justificaciones y cálculos específicos de cada una de ellas.

La información correspondiente al GIR estará distribuida en general entre los tres primeros Anejos.

La información correspondiente al GDR estará en el Anejo de estructuras, distribuida entre los documentos específicos de cada una de ellas, con las referencias necesarias a los epígrafes oportunos de los otros tres Anejos.

Apéndices

Apéndice 1

EXTRACTO¹ DEL ANEJO NACIONAL DE UNE-EN 1990/A1

[...]

AN.2 Parámetros de determinación nacional (NDP)

[...]

A2.2.6(1) Nota 1 Valor de los factores de simultaneidad ψ

Los valores de los factores de simultaneidad ψ serán los indicados en las tablas siguientes:

- Tabla AN/5, para puentes de carretera
- Tabla AN/6, para pasarelas
- Tabla AN/7, para puentes de ferrocarril

Tabla AN/5 (Tabla A2.1) Factores de simultaneidad ψ para puentes de carretera

Acción		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr1a (Cargas verticales)	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 ⁽¹⁾ / 0,2 ⁽²⁾
		Sobrecarga en aceras	0,4	0,4	0
	gr1b (Cargas verticales: eje simple)	0	0,75	0	
	gr2 (Fuerzas horizontales)	0	0	0	
	gr3 (Peatones)	0	0	0	
	gr4 (Aglomeraciones, LM4)	0	0	0	
	gr5 (Vehículos especiales, LM3)	0	0	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
	F_w^*	1,0	0	0	
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

- (1) En el caso de puentes que soporten un tráfico continuo severo, pueden utilizarse valores del factor de simultaneidad ψ_2 distintos de cero cuando así se indique para un proyecto específico.
- (2) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme debida al tráfico se debe tomar igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica, para la cual se debe tomar 0,2.

1 En este apéndice se incluye un extracto del Anejo Nacional de UNE-EN 1990/A1 que contiene los apartados necesarios para la aplicación de esta Guía.

Tabla AN/6 (Tabla A2.2) Factores de simultaneidad ψ para pasarelas

Acción		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr1 (Cargas verticales)	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
	Q_{fivk}	0	0	0
	gr2 (Fuerzas horizontales)	0	0	0
Viento	F_{wk}	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme debida al tráfico peatonal se debe tomar igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica, para la cual se debe tomar 0,2.

 Tabla AN/7 (Tabla A2.3) Factores de simultaneidad ψ para puentes de ferrocarril

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
--------	----------	----------	----------

Se adopta la tabla A2.3 con las siguientes modificaciones:

- Los factores ψ_1 para LM71 y SW/0 especificados en la nota 1) de la tabla se toman igual a:
 - 0,8 si solo está cargada una vía
 - 0,6 si dos vías están cargadas simultáneamente
 - 0,4 si tres o más vías están cargadas simultáneamente
- No es necesario considerar los grupos de carga $gr16$, $gr17$, $gr26$ y $gr27$ correspondientes a SW/2, salvo que el proyecto concreto requiera el uso de estas cargas.

[...]

A2.3.1(5) Elección del Enfoque de proyecto 1, 2 ó 3

Para el cálculo de elementos estructurales (STR) cuya comprobación involucre acciones geotécnicas o la resistencia del terreno (GEO), se adopta el enfoque de proyecto 2. Únicamente se adopta el enfoque de proyecto 3 en la verificación del ELU-GEO de estabilidad global (véase el anexo nacional de la Norma UNE-EN 1997-1).

[...]

A2.3.1 Tabla A2.4(A) Notas 1 y 2 Valor de los coeficientes parciales γ para comprobaciones de equilibrio

Para determinar el valor de cálculo de las acciones a efectos de la verificación de pérdida de equilibrio global de la estructura o parte de ella (EQU) se deben adoptar los coeficientes parciales (γ_G , γ_Q) indicados en la tabla AN/8, de acuerdo con la definición de la ecuación (6.10) de la Norma UNE-EN 1990.

Tabla AN/8 (Tabla A2.4(A)) Valor de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)

Situación persistente o transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable dominante	Acciones variables concomitantes	
	Desfavorable	Favorable			Principal (en su caso)	Otras
(Ec. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Acción		Efecto	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G) γ_G	Peso propio	$\gamma_{G,inf} = 0,90^{(1)}$	$\gamma_{G,sup} = 1,10^{(1)}$
	Carga muerta	$\gamma_{G,inf} = 0,90^{(1)}$	$\gamma_{G,sup} = 1,10^{(1)}$
	Empuje del terreno	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Empuje hidrostático del agua intersticial ⁽²⁾	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
Pretensado (P)	Pretensado ⁽³⁾	(Valores indicados en el Eurocódigo aplicable)	
Variable (Q) γ_Q	Sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas	0	1,35
	Sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril	0	1,45 ⁽⁴⁾
	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos ⁽⁵⁾	0	1,50
	Sobrecargas de construcción	0	1,25
	Acciones climáticas ⁽⁶⁾	0	1,50
	Empuje hidrostático del agua libre	0	1,35
	Empuje hidrodinámico del agua	0	1,50

- (1) En situación transitoria, los valores de 0,90 y 1,10 pueden sustituirse por 0,95 y 1,05 respectivamente, si se prevé la colocación de sistemas de control que permitan conocer, durante la ejecución de la obra, el valor de las fuerzas de desequilibrio y si se pueden adoptar las medidas correctoras necesarias para mantener este valor dentro de los límites que garanticen la seguridad de todos los elementos de la estructura afectados por esta acción. Los equipos y sistemas de control deben definirse y valorarse en los diferentes documentos del proyecto, de forma que sea preceptiva su instalación en la obra, incluyéndose una descripción detallada de las medidas correctoras que deben adoptarse caso de ser necesarias.
- (2) El empuje hidrostático del agua intersticial se trata como una acción permanente que se calcula a partir del valor característico de la posición del nivel piezométrico (tal como indica el punto 2.4.5.3.(1) de la Norma UNE-EN 1997-1).
- (3) La acción del pretensado se refiere a la componente hiperestática del mismo. Esta es una acción autoequilibrada que, en general, no tendrá influencia en el estado límite de equilibrio (EQU).
- (4) El valor de γ_Q para la sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril, superior al de sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas, responde a la mayor incertidumbre sobre la envolvente de cargas LM71 en relación a los posibles trenes en la vida de una estructura nueva, según los estudios realizados por la UIC.
- (5) Estos coeficientes son de aplicación a las cargas definidas en los Apartados 4.9, 5.9 y 6.3.6.4 de la Norma UNE-EN 1991-2.
- (6) Por acciones climáticas se entiende la acción térmica, el viento y la nieve.

A2.3.1 Tabla A2.4(B) Valor de los coeficientes parciales γ para comprobaciones STR/GEO

Para determinar el valor de cálculo de las acciones a efectos de la verificación de resistencia de las secciones con o sin posibilidad de fallo geotécnico (STR/GEO) se adoptan los coeficientes parciales indicados en la tabla AN/9, de acuerdo con la definición de la ecuación (6.10) de la Norma UNE-EN 1990.

Tabla AN/9 (Tabla A2.4(B)) Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)

Situación persistente o transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable dominante	Acciones variables concomitantes	
	Desfavorable	Favorable			Principal (en su caso)	Otras
(Ec. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{ij,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{ij,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente (G) γ_G	Peso propio	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Carga muerta	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Otras presolicitaciones	1	1
	Reológicas	1 ⁽¹⁾⁽²⁾	1,35 ⁽¹⁾⁽²⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1	1,35
	Empuje del terreno	1	1,35
	Empuje hidrostático del agua intersticial ⁽³⁾	$\gamma_{G,inf} = 1$	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
	Asientos	$\gamma_{Gset} = 0$	$\gamma_{Gset} = 1,20 / 1,35^{(1)(2)(4)}$
Pretensado (P) γ_P	Pretensado P_1	$\gamma_P = 1$	$\gamma_P = 1/1,20^{(5)} / 1,30^{(6)}$
	Pretensado P_2	$\gamma_P = 1$	$\gamma_P = 1,35$
Variable (Q) γ_Q	Sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas	0	1,35
	Sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril	0	1,45 ⁽⁷⁾
	Sobrecarga de uso en rellenos de trasdós de muros o estribos ⁽⁸⁾	0	1,50
	Sobrecargas de construcción	0	1,35
	Acciones climáticas	0	1,50 ⁽¹⁾⁽²⁾
	Empuje hidrostático del agua libre	0	1,35
	Empuje hidrodinámico del agua	0	1,50

Tabla AN/9 continúa >

-
- (1) Para todas las acciones debidas a movimientos impuestos (retracción, fluencia, asientos, efectos térmicos,...) se debe considerar, al evaluar los esfuerzos producidos por las mismas, su posible reducción debido a la pérdida de rigidez de la estructura en ELU.
 - (2) El efecto de las acciones debidas a movimientos impuestos puede ignorarse en ELU cuando, de acuerdo con el Eurocódigo correspondiente a cada material, la estructura tenga suficiente ductilidad y así se acredite en el proyecto.
 - (3) El empuje hidrostático del agua intersticial se trata como una acción permanente que se calcula a partir del valor característico de la posición del nivel piezométrico (tal como indica el punto 2.4.5.3.(1) de la Norma UNE-EN 1997-1).
 - (4) El coeficiente $\gamma_{Gset} = 1,35$ corresponde a una evaluación estructural de los efectos de los asientos mediante un cálculo no lineal, mientras que el valor $\gamma_{Gset} = 1,20$ corresponde a un cálculo lineal.
 - (5) El coeficiente $\gamma_p = 1,20$ es de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
 - (6) El coeficiente $\gamma_p = 1,30$ se aplica al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
 - (7) El valor de γ_o para la sobrecarga de uso en puentes de ferrocarril, superior al de sobrecarga de uso en puentes de carretera y pasarelas, responde a la mayor incertidumbre sobre la envolvente de cargas LM71 en relación a los posibles trenes en la vida de una estructura nueva, según los estudios realizados por la UIC.
 - (8) Estos coeficientes son de aplicación a las cargas definidas en los Apartados 4.9, 5.9 y 6.3.6.4 de la Norma UNE-EN 1991-2.
-

[...]

Apéndice 2

ANEJO NACIONAL DE UNE-EN 1997-1

AN.1 Objeto y ámbito de aplicación

El objeto de este Anejo Nacional es definir las condiciones de aplicación en el territorio español de la norma UNE-EN 1997-1.

En el capítulo AN.2 se fijan los valores de los parámetros de determinación nacional (NDP)⁷ que la norma UNE-EN 1997-1 deja abiertos para ser establecidos a nivel nacional.

En el capítulo AN.3 se indica si los anexos informativos de la norma UNE-EN 1997-1 se convierten en normativos, mantienen su carácter informativo o no son de aplicación en España.

Este anexo nacional contiene además *Información complementaria no contradictoria* (NCCI)⁸, cuyo objetivo es facilitar la aplicación de la norma en España. Tiene el carácter de Información complementaria no contradictoria la recogida en el capítulo AN.4.

Los apartados de la norma UNE-EN 1997-1 que contienen parámetros de determinación nacional son las que se indican a continuación.

Apartado	Descripción
2.1 (8) P	Requisitos mínimos del proyecto relativos a la amplitud y al contenido de los reconocimientos geotécnicos, a los cálculos y a los controles de ejecución de los trabajos
2.4.6.1 (4) P	Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, en situaciones persistentes y transitorias
2.4.6.2 (2) P	Valores de los coeficientes parciales γ_M , aplicables a los parámetros geotécnicos
2.4.7.1 (2) P	Valores de los coeficientes parciales aplicables en situaciones persistentes y transitorias
2.4.7.1 (3)	Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, o γ_E , aplicables a los efectos de las acciones, y γ_R , aplicables a las resistencias, en situaciones accidentales
2.4.7.1 (4)	Valores de los coeficientes parciales aplicables en casos de riesgo elevado o de condiciones de carga o del terreno inusuales o excepcionalmente complicadas
2.4.7.1 (5)	Valores de los coeficientes parciales aplicables en el proyecto de estructuras temporales o en situaciones transitorias de proyecto
2.4.7.1 (6)	Valores de los coeficientes de modelo $\gamma_{R;d}$ para obtener el valor de cálculo de la resistencia, y $\gamma_{S;d}$ para el de las acciones o efecto de las acciones
2.4.7.2 (2) P	Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, γ_E , aplicables al efecto de las acciones y γ_M , aplicables a las propiedades de los materiales, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último de tipo equilibrio (EQU)
2.4.7.3.2 (3) P	Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, γ_E , aplicables al efecto de las acciones y γ_M , aplicables a las propiedades de los materiales, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO)

7 Las siglas corresponden a su traducción en inglés "Nationally Determined Parameters" (NDP)

8 Las siglas corresponden a su traducción en inglés "Non-contradictory complementary information" (NCCI)

Apartado	Descripción
2.4.7.3.3 (2) P	Valores de los coeficientes parciales γ_{Rt} aplicables a las resistencias, en la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO)
2.4.7.3.4.1(1)P	Enfoques de proyecto a utilizar para la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO)
2.4.7.4 (3) P	Valores de los coeficientes parciales aplicables en situaciones persistentes y transitorias en la comprobación del estado límite último de subpresión (UPL)
2.4.7.5 (2) P	Valores de los coeficientes parciales aplicables en situaciones persistentes y transitorias para la comprobación del estado límite último de levantamiento hidráulico (HYD)
2.4.8 (2)	Valores de los coeficientes parciales para los estados límite de servicio
2.4.9 (1) P	Valores límite de los desplazamientos de las cimentaciones
2.5 (1)	Proyecto mediante medidas prescriptivas
7.6.2.2 (8) P	Valores de los coeficientes de correlación ξ_1 y ξ_2
7.6.2.2 (14) P	Valores de los coeficientes parciales γ_b , γ_s y γ_t , aplicables a la resistencia característica de pilotes, calculada a partir de ensayos de carga estática en pilotes
7.6.2.3 (4)P	Valores de los coeficientes parciales γ_b , γ_s y γ_t , aplicables a la resistencia característica de pilotes, calculada a partir de resultados de ensayos de campo
7.6.2.3 (5) P	Valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4
7.6.2.3 (8)	Valor del coeficiente de modelo $\gamma_{R,d}$ para la corrección de los coeficientes parciales γ_b y γ_s
7.6.2.4 (4) P	Valores de los coeficientes ξ_5 y ξ_6 y γ_t
7.6.3.2 (2) P	Valor del coeficiente $\gamma_{s,t}$, aplicable a la resistencia por fuste en pilotes a tracción a partir de ensayos de carga estática
7.6.3.2 (5) P	Valores de los coeficientes de correlación ξ_1 y ξ_2
7.6.3.3 (3) P	Valor del coeficiente $\gamma_{s,t}$, aplicable a la resistencia por fuste en pilotes a tracción a partir de resultados de ensayos de campo
7.6.3.3 (4) P	Valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4
7.6.3.3 (6)	Valores de los coeficientes de modelo $\gamma_{R,d}$ para la corrección del coeficiente parcial $\gamma_{s,t}$
8.5.1(1)P Nota 1	Valor del coeficiente γ_{serv} , aplicable a las acciones o efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en el estado límite último y de servicio
8.5.1(1)P Nota 3	Coefficientes parciales adicionales y factores de correlación en los estados límite de servicio
8.5.1(2)P Notas 1 y 2	Comprobación del estado límite de servicio
8.5.2(1)P	Método y número de ensayos n para determinar la resistencia medida en un anclaje en el estado límite último
8.5.2(2)P	Valores límite del índice de fluencia $\alpha_{1,ULS}$ y de la pérdida de carga $k_{1,ULS}$ para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último
8.5.2(3)P	Valores del número mínimo de ensayos de investigación e idoneidad n y del coeficiente de correlación ξ_{ULS} para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último
8.5.2(5)P	Valores del coeficiente parcial $\gamma_{a,ULS}$ aplicable a las resistencias en el cálculo de anclajes en situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último
8.5.3(1)P	Método y número de ensayos n para determinar la resistencia de un anclaje en el estado límite de servicio
8.5.3(2)P	Valores límite del índice de fluencia $\alpha_{1,SLS}$ y de la pérdida de carga $k_{1,SLS}$ para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite de servicio

Apartado	Descripción
8.5.3(3)P	Valores del número mínimo de ensayos de investigación e idoneidad n para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último
8.5.3(4)P	Valores del coeficiente parcial $\gamma_{a,SLS}$ aplicable a las resistencias en el cálculo de anclajes en situaciones persistentes y transitorias en el estado límite de servicio
8.6.2(2)P Nota 1	Valores de los coeficientes parciales $\gamma_{a,acc:ULS}$ y $\gamma_{a,acc:SLS}$ a aplicar en situaciones persistentes y transitorias a las fuerzas de cálculo en el estado límite último o de servicio para obtener la carga de prueba en el ensayo
8.6.2(2)P Nota 2	Relación entre la carga de prueba en los ensayos de aceptación y la fuerza de cálculo en el estado límite último o de servicio
8.6.2(3)P Nota 1	Valores límite del índice de fluencia y de la pérdida de carga en los ensayos de aceptación
8.6.2(3)P Nota 2	Comprobación del índice de fluencia y la pérdida de carga en los ensayos de aceptación para valores inferiores a la carga de prueba
10.2 (3)	Valores de los coeficientes parciales aplicables en la comprobación del estado límite último de subpresión (UPL)
11.5.1 (1) P	Valores de los coeficientes parciales aplicables en los análisis de estabilidad global, en situaciones persistentes y transitorias
ANEXO A	Coefficientes parciales y de correlación para los estados límite últimos y de servicio de aplicación en España

AN.2 Parámetros de determinación nacional (NDP)

CAPÍTULO 2 BASES DEL PROYECTO GEOTÉCNICO

2.1 Requisitos del proyecto

2.1.(8)P Requisitos mínimos del proyecto relativos a la amplitud y al contenido de los reconocimientos geotécnicos, a los cálculos y a los controles de ejecución de los trabajos

En este Anejo Nacional no se proporciona ningún requisito mínimo relativo a la amplitud y al contenido de los reconocimientos geotécnicos, a los cálculos y a los controles de ejecución de los trabajos.

2.4 Proyecto geotécnico mediante cálculos

2.4.6.1(4)P Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, en situaciones persistentes y transitorias

Los valores de los coeficientes parciales aplicables a las acciones (γ_F), en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite de tipo EQU, STR/GEO, UPL y HYD serán los indicados en los Apartados A.2, A.3.1, A.4 y A.5, respectivamente, de este Anexo Nacional.

2.4.6.2(2)P Valores de los coeficientes parciales γ_M , aplicables a los parámetros geotécnicos

Los valores de los coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, en la comprobación de los estados límite de tipo EQU, STR/GEO y UPL, serán los indicados en los Apartados A.2, A.3.2 y A.4, respectivamente, de este Anexo Nacional.

2.4.7.1(2)P Valores de los coeficientes parciales aplicables en situaciones persistentes y transitorias

Los valores de los coeficientes parciales aplicables en las situaciones persistentes y transitorias serán los indicados en las correspondientes tablas del Anexo A de este Anexo Nacional.

2.4.7.1(3) Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, o γ_E , aplicables a los efectos de las acciones, y γ_R , aplicables a las resistencias, en situaciones accidentales

Los valores de los coeficientes parciales aplicables a las acciones (γ_F) o a los efectos de las acciones (γ_E), en las situaciones accidentales, se tomarán como 1,0.

Los valores de los coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en las situaciones accidentales, serán los indicados en las tablas A.5, A.6, A.7, A.8, A.13, A.14, A.19 y A.20 de este Anexo Nacional.

2.4.7.1(4) Valores de los coeficientes parciales aplicables en casos de riesgo elevado o de condiciones de carga o del terreno inusuales o excepcionalmente complicadas

Salvo que en el proyecto específico se establezcan otros valores, los coeficientes parciales aplicables en casos de riesgo elevado, o de condiciones de carga o del terreno inusuales o excepcionalmente complicadas se tomarán iguales a los indicados para situaciones persistentes en los apartados correspondientes de este Anexo Nacional.

2.4.7.1(5) Valores de los coeficientes parciales aplicables en el proyecto de estructuras temporales o en situaciones transitorias de proyecto

Salvo que en el proyecto específico se establezcan otros valores, los coeficientes parciales aplicables en el proyecto de estructuras temporales o en situaciones transitorias de proyecto se tomarán iguales a los indicados para situaciones persistentes en los apartados correspondientes de este Anexo Nacional.

2.4.7.1(6) Valores de los coeficientes de modelo $\gamma_{R,d}$, para obtener el valor de cálculo de la resistencia, y $\gamma_{S,d}$, para el de las acciones o efecto de las acciones

En las cláusulas 7.6.2.3(8) y 7.6.3.3(6) de este Anexo Nacional se indican los valores del coeficiente de modelo ($\gamma_{R,d}$) para la corrección de los coeficientes γ_b y γ_s , para el cálculo de la resistencia última a compresión en pilotes, de acuerdo al procedimiento establecido en la cláusula 7.6.2.3(8), y del coeficiente $\gamma_{s,t}$, para el cálculo de la resistencia última a tracción en pilotes, de acuerdo al procedimiento establecido en la cláusula 7.6.3.3(6).

El coeficiente de modelo ($\gamma_{S,d}$) para tener en cuenta la incertidumbre en la modelización del efecto de las acciones no se utiliza.

2.4.7.2(2)P Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, γ_E , aplicables al efecto de las acciones y γ_M , aplicables a las propiedades de los materiales, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último de tipo equilibrio (EQU)

Los valores de los coeficientes parciales aplicables en las situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último de tipo equilibrio (EQU), serán los indicados en el capítulo A.2 de este Anexo Nacional.

2.4.7.3.2(3)P Valores de los coeficientes parciales γ_F , aplicables a las acciones, γ_E , aplicables al efecto de las acciones y γ_M , aplicables a las propiedades de los materiales, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO)

Los valores de los coeficientes parciales aplicables en las situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO), son los indicados en los capítulos A.3 y A.6 de este Anexo Nacional.

2.4.7.3.3(2)P Valores de los coeficientes parciales γ_R , aplicables a las resistencias, en la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO)

Los valores de los coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en la comprobación de los estados límite de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO), deben ser los indicados en los capítulos A.3 y A.6 de este Anexo Nacional, correspondientes a diferentes actuaciones geotécnicas.

2.4.7.3.4.1(1)P Enfoques de proyecto a utilizar para la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO)

El Enfoque de Proyecto a utilizar para la comprobación de los estados límite último de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO) debe ser el Enfoque de Proyecto 2, excepto para la comprobación del estado límite último de estabilidad global de las distintas actuaciones geotécnicas en los que se debe utilizar el Enfoque de Proyecto 3.

2.4.7.4(3)P Valores de los coeficientes parciales aplicables en situaciones persistentes y transitorias en la comprobación del estado límite último de subpresión (UPL)

Los valores de los coeficientes parciales aplicables en las situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación del estado límite último de subpresión (UPL), deben ser los indicados en el capítulo A.4 de este Anexo Nacional.

2.4.7.5(2)P Valores de los coeficientes parciales aplicables en situaciones persistentes y transitorias para la comprobación del estado límite último de levantamiento hidráulico (HYD)

Los valores de los coeficientes parciales aplicables en las situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación del estado límite último de levantamiento hidráulico (HYD), deben ser los indicados en el capítulo A.5 de este Anexo Nacional.

2.4.8(2) Valores de los coeficientes parciales para los estados límite de servicio

Los valores de los coeficientes parciales se tomarán como 1,0.

2.4.9(1)P Valores límite de los desplazamientos de las cimentaciones

Los valores límite de los desplazamientos de las cimentaciones se deberán especificar en cada proyecto específico.

2.5.(1) Proyecto mediante medidas prescriptivas

La realización de un proyecto mediante medidas prescriptivas, basado en reglas clásicas de proyecto, se podrá hacer de acuerdo con el cliente y siempre que se disponga de los permisos oficiales, en caso de que fueran necesarios.

CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES POR PILOTES

7.6 Pilotes bajo carga axil

7.6.2.2(8)P Valores de los coeficientes de correlación ξ_1 y ξ_2

Los valores de los coeficientes de correlación ξ_1 y ξ_2 para obtener el valor característico de la resistencia última a compresión, a partir de ensayos de carga estática en pilotes, deben ser los indicados en la Tabla A.9 de este Anexo Nacional.

7.6.2.2(14)P Valores de los coeficientes parciales γ_b , γ_s y γ_t , aplicables a la resistencia característica de pilotes, calculada a partir de ensayos de carga estática en pilotes

Los valores de los coeficientes parciales de resistencia por punta (γ_b), por fuste (γ_s) y de resistencia total o combinada (γ_t), aplicables al valor característico de la resistencia última a compresión, deben ser los indicados, para cada tipo de pilote, en las Tablas A.6, A.7 y A.8 de este Anexo Nacional.

7.6.2.3(4)P Valores de los coeficientes parciales γ_b , γ_s y γ_t , aplicables a la resistencia característica de pilotes, calculada a partir de resultados de ensayos de campo

Los valores de los coeficientes parciales de resistencia por punta (γ_b), por fuste (γ_s) y de resistencia total o combinada (γ_t), aplicables al valor característico de la resistencia última a compresión, calculada a partir de resultados de ensayos de campo, deben ser los indicados, para cada tipo de pilote, en las Tablas A.6, A.7 y A.8 de este Anexo Nacional.

7.6.2.3(5)P Valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4

Los valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4 para obtener el valor característico de la resistencia última a compresión, a partir de ensayos de campo, deben ser los indicados en la Tabla A.10 de este Anexo Nacional.

7.6.2.3(8) Valor del coeficiente de modelo $\gamma_{R,d}$ para la corrección de los coeficientes parciales γ_b y γ_s

El valor del coeficiente de modelo ($\gamma_{R,d}$) para la corrección de los coeficientes γ_b y γ_s , en caso de aplicar el procedimiento de cálculo establecido en la cláusula 7.6.2.3(8), debe ser 1,40.

7.6.2.4(4)P Valores de los coeficientes ξ_5 y ξ_6 y γ_t

Los valores de los coeficientes de correlación ξ_5 y ξ_6 para obtener el valor característico de la resistencia última a compresión, a partir de ensayos dinámicos de impacto, deben ser los indicados en la Tabla A.11 de este Anexo Nacional.

Los valores del coeficiente parcial de resistencia total o combinada (γ_t), aplicables al valor característico de la resistencia última a compresión calculada a partir de ensayos dinámicos de impacto, deben ser los indicados, para cada tipo de pilote, en las Tablas A.6, A.7 y A.8 de este Anexo Nacional.

7.6.3.2(2)P Valor del coeficiente $\gamma_{s,t}$, aplicable a la resistencia por fuste en pilotes a tracción a partir de ensayos de carga estática

Los valores del coeficiente $\gamma_{s,t}$, aplicable a la resistencia por fuste en pilotes a tracción deducida a partir de ensayos de carga estática, deben ser los indicados, para cada tipo de pilote, en las Tablas A.6, A.7 y A.8 de este Anexo Nacional.

7.6.3.2(5)P Valores de los coeficientes de correlación ξ_1 y ξ_2

Los valores de los coeficientes de correlación ξ_1 y ξ_2 para obtener el valor característico de la resistencia última a tracción, a partir de ensayos de carga estática en pilotes, deben ser los indicados en la Tabla A.9 de este Anexo Nacional.

7.6.3.3(3)P Valor del coeficiente $\gamma_{s,t}$, aplicable a la resistencia por fuste en pilotes a tracción a partir de resultados de ensayos de campo

Los valores del coeficiente $\gamma_{s,t}$, aplicable a la resistencia por fuste en pilotes a tracción deducida a partir de resultados de ensayos de campo, deben ser los indicados, para cada tipo de pilote, en las Tablas A.6, A.7 y A.8 de este Anexo Nacional.

7.6.3.3(4)P Valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4

Los valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4 para obtener el valor característico de la resistencia última a tracción, a partir de resultados de ensayos de campo, deben ser los indicados en la Tabla A.10 de este Anexo Nacional.

7.6.3.3(6)P Valores de los coeficientes de modelo $\gamma_{R,d}$ para la corrección del coeficiente parcial $\gamma_{s,t}$

El valor del coeficiente de modelo $\gamma_{R,d}$ para la corrección del coeficiente $\gamma_{s,t}$ en caso de aplicar el procedimiento de cálculo establecido en la cláusula 7.6.3.3(6)P, debe ser 1,40.

CAPÍTULO 8 ANCLAJES

8.5 Cálculo de anclajes en estado límite

8.5.1(1)P Nota 1 Valor del coeficiente γ_{serv} , aplicable a las acciones o efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en el estado límite último y de servicio

Los valores del coeficiente γ_{serv} deben ser los indicados en la Tabla A.18 de este Anexo Nacional.

8.5.1(1)P Nota 3 Coeficientes parciales adicionales y factores de correlación en los estados límite de servicio

No se establecen coeficientes parciales adicionales y factores de correlación en los estados límite de servicio.

8.5.1(2)P Notas 1 y 2 Comprobación del estado límite de servicio

La comprobación del estado límite de servicio debe realizarse de forma independiente de la comprobación del estado límite último.

8.5.2(1)P Método y número de ensayos n para determinar la resistencia medida en un anclaje en el estado límite último

El método y número de ensayos de investigación e idoneidad (n) para determinar la resistencia medida en un anclaje, en el estado límite último, deben ser los indicados en la Tabla A.20 de este Anexo Nacional.

8.5.2(2)P Valores límite del índice de fluencia $\alpha_{1,ULS}$ y de la pérdida de carga $k_{1,ULS}$ para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último

Los valores límite del índice de fluencia ($\alpha_{1,ULS}$) y de la pérdida de carga ($k_{1,ULS}$) admitidos en los ensayos de investigación, idoneidad y aceptación deben ser los indicados en la Tabla A.21 de este Anexo Nacional.

8.5.2(3)P Valores del número mínimo de ensayos de investigación e idoneidad n y del coeficiente de correlación ξ_{ULS} para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último

Los valores del número mínimo de ensayos de investigación e idoneidad n y del coeficiente de correlación ξ_{ULS} deben ser los indicados en la Tabla A.20.

8.5.2(5)P Valores del coeficiente parcial $\gamma_{a,ULS}$ aplicable a las resistencias en el cálculo de anclajes en situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último

Los valores del coeficiente parcial $\gamma_{a,ULS}$ deben ser los indicados en la Tabla A.19 de este Anexo Nacional.

8.5.3(1)P Método y número de ensayos n para determinar la resistencia de un anclaje en el estado límite de servicio

El método y número de ensayos de investigación e idoneidad (n) para determinar la resistencia medida en un anclaje, en el estado límite de servicio, deben ser los indicados en la Tabla A.20 de este Anexo Nacional.

8.5.3(2)P Valores límite del índice de fluencia $\alpha_{1,SLS}$ y de la pérdida de carga $k_{1,SLS}$ para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite de servicio

Los valores límite del índice de fluencia ($\alpha_{1,SLS}$) y de la pérdida de carga ($k_{1,SLS}$) admitidos en los ensayos de investigación, idoneidad y aceptación deben ser los indicados en la Tabla A.21 de este Anexo Nacional.

8.5.3(3)P Valores del número mínimo de ensayos de investigación e idoneidad n para situaciones persistentes y transitorias en el estado límite último

Los valores del número mínimo de ensayos de investigación e idoneidad n deben ser los indicados en la Tabla A.20 de este Anexo Nacional.

8.5.3(4)P Valores del coeficiente parcial $\gamma_{a,SLS}$ aplicable a las resistencias en el cálculo de anclajes en situaciones persistentes y transitorias en el estado límite de servicio

Los valores del coeficiente parcial $\gamma_{a,SLS}$ deben ser los indicados en la Tabla A.20 de este Anexo Nacional.

8.6 Ensayos en anclajes

8.6.2(2)P Nota 1 Valores de los coeficientes parciales $\gamma_{a,acc;ULS}$ y $\gamma_{a,acc;SLS}$ a aplicar en situaciones persistentes y transitorias a las fuerzas de cálculo en el estado límite último o de servicio para obtener la carga de prueba en el ensayo

Los valores de los coeficientes parciales $\gamma_{a,acc;ULS}$ y $\gamma_{a,acc;SLS}$ deben ser los indicados en la Tabla A.20 de este Anexo Nacional.

8.6.2(2)P Nota 2 Relación entre la carga de prueba en los ensayos de aceptación y la fuerza de cálculo en el estado límite último o de servicio

La carga de prueba en los ensayos de aceptación se obtendrá de la fuerza de cálculo en el estado límite último de acuerdo a la expresión (8.13).

8.6.2(3)P Nota 1 Valores límite del índice de fluencia y de la pérdida de carga en los ensayos de aceptación

Los valores límite de índice de fluencia y de la pérdida de carga en los ensayos de aceptación deben ser los indicados en la Tabla A.21 de este Anexo Nacional.

8.6.2(3)P Nota 2 Comprobación del índice de fluencia y la pérdida de carga en los ensayos de aceptación para valores inferiores a la carga de prueba

No se considera necesario comprobar el índice de fluencia y la pérdida de carga en los ensayos de aceptación, para valores inferiores a la carga de prueba.

CAPÍTULO 10 ROTURA HIDRÁULICA

10.2 Rotura por subpresión

10.2(3) Valores de los coeficientes parciales aplicables en la comprobación del estado límite último de subpresión (UPL)

Los valores de los coeficientes parciales aplicables en las situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación del estado límite último de subpresión (UPL), deben ser los indicados en el capítulo A.4 de este Anexo Nacional.

CAPÍTULO 11 ESTABILIDAD GLOBAL

11.5 Cálculo en estado límite último

11.5.1(1)P Valores de los coeficientes parciales aplicables en los análisis de estabilidad global, en situaciones persistentes y transitorias

Los valores de los coeficientes parciales aplicables a las acciones o a los efectos de las acciones, a los parámetros geotécnicos y a las resistencias, en los análisis de estabilidad de global en situaciones persistentes y transitorias, serán los indicados, respectivamente, en las Tablas A.3b, A.4b y A.14 del Anexo A de este Anexo Nacional.

ANEXO A (normativo)⁹

Coeficientes parciales y de correlación para los estados límite últimos y de servicio de aplicación en España

A.1 Coeficientes parciales y de correlación

(1)P Los coeficientes parciales γ para los estados límite últimos en situaciones de proyecto persistentes y transitorias deben ser los que se mencionan en este anexo.

(2)P Los coeficientes parciales γ para los estados límite de servicio de anclajes deben ser los mencionados en este anexo.

(3)P Los coeficientes de correlación ξ para cimentaciones profundas y anclajes en todas las situaciones de proyecto deben ser los mencionados en este anexo.

A.2 Coeficientes parciales para la comprobación de los estados límite de equilibrio (EQU)

(1) P Para la comprobación de los estados límite de equilibrio (EQU), se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales a las acciones γ_F :

- $\gamma_{G,dst}$ para las acciones permanentes desestabilizadoras (desfavorables);
- $\gamma_{G,stab}$ para las acciones permanentes estabilizadoras (favorables);

⁹ En este Anexo figuran todos los valores que son Parámetro de Determinación Nacional (NDP) en el Anexo A de la norma UNE-EN 1997-1. Además, por facilidad de uso, se han incluido, mediante reproducción literal, las cláusulas de dicho Anexo que no son susceptibles de modificación a nivel nacional.

- $\gamma_{Q,dst}$ para las acciones variables desestabilizadoras (desfavorables);
- $\gamma_{Q,stab}$ para las acciones variables estabilizadoras (favorables).

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.1.

Tabla A.1: **Coefficientes parciales γ_F aplicables a las acciones, en la comprobación de los estados límite último de tipo EQU**

Tipo de estructura	Tabla de referencia
Estructuras de edificación	Tabla AN.2 (Tabla A1.2(A)) "Valor de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990
Puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas	Tabla AN.8 (Tabla A2.4(A)) "Valor de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990

(2) P Para la comprobación de los estados límite de equilibrio (EQU), se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, cuando dicha comprobación incluya las menores resistencias al corte:

- $\gamma_{\varphi'}$ se aplica a la tangente del ángulo de rozamiento interno, en términos de tensiones efectivas;
- $\gamma_{c'}$ se aplica a la cohesión efectiva;
- γ_{cu} se aplica a la resistencia al corte sin drenaje;
- γ_{qu} se aplica a la resistencia a compresión simple;
- γ_{γ} se aplica al peso específico.

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.2.

Tabla A.2: **Coefficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, en la comprobación de los estados límite último de tipo EQU**

Parámetro geotécnico ⁽¹⁾	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ⁽²⁾ (φ')	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Cohesión efectiva (c')	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistencia al corte sin drenaje (c_u)	γ_{c_u}	1,40
Resistencia a compresión simple (q_u)	γ_{q_u}	1,40
Peso específico (γ)	γ_{γ}	1,00

Nota 1: Estos coeficientes se aplicarán solamente en el cálculo de resistencias.

Nota 2: El coeficiente correspondiente se aplica a ($\tan \varphi'$).

A.3 Coeficientes parciales para la comprobación de los estados límite estructurales (STR) y geotécnicos (GEO)

A.3.1 Coeficientes parciales para las acciones (γ_F) o los efectos de las acciones (γ_E)

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales de las acciones γ_F o de los efectos de las acciones γ_E

- γ_G para las acciones permanentes, desfavorables o favorables;
- γ_Q para las acciones variables, desfavorables o favorables.

Los valores de dichos coeficientes parciales, en la comprobación de los estados límite últimos tipo STR/GEO, excepto el estado límite último de estabilidad global se recogen en la Tabla A.3.a. (Conjunto A1).

Tabla A.3.a: Coeficientes parciales γ_F aplicables a las acciones o γ_E aplicables a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo STR/GEO, excepto el estado límite último de estabilidad global (Conjunto A1)

Tipo de estructura	Tabla de referencia
Estructuras de edificación	Tabla AN.3 (Tabla A1.2(B)) "Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990
Puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas	Tabla AN.9 (Tabla A2.4(B)) "Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990

Por su parte, los valores de dichos coeficientes parciales, en la comprobación del estado límite último de estabilidad global de tipo STR/GEO se recogen en la Tabla A.3b. (Conjunto A2).

Tabla A.3.b: Coeficientes parciales γ_F aplicables a las acciones o γ_E aplicables a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo STR/GEO de estabilidad global (Conjunto A2)

Acción		Símbolo	Valor
Permanente	Desfavorable	γ_G	1,0
	Favorable		1,0
Variable	Desfavorable	$\gamma_Q^{(1)}$	1,3
	Favorable		0

Nota 1: De acuerdo a 2.4.7.3.4.4. (Nota 2) este coeficiente se aplica a las acciones actuantes sobre el terreno (por ejemplo: las cargas estructurales o las cargas de tráfico).

A.3.2 Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos (γ_M)

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO) se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos γ_M :

- $\gamma_{\varphi'}$ se aplica a la tangente del ángulo de rozamiento interno, en términos de tensiones efectivas;
- $\gamma_{c'}$ se aplica a la cohesión efectiva;
- γ_{cu} se aplica a la resistencia al corte sin drenaje;
- γ_{qu} se aplica a la resistencia a compresión simple;
- γ_{γ} se aplica al peso específico.

Los valores de dichos coeficientes parciales, en la comprobación de los estados límite últimos tipo STR/GEO, excepto en los análisis de estabilidad global (Conjunto M1), se recogen en la Tabla A.4a.

Tabla A.4.a: Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite últimos de tipo STR/GEO, excepto en el estado límite último de estabilidad global (Conjunto M1)

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ⁽¹⁾ (φ')	$\gamma_{\varphi'}$	1,0
Cohesión efectiva (c')	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistencia al corte sin drenaje (c_u)	γ_{cu}	1,0
Resistencia a compresión simple (q_u)	γ_{qu}	1,0
Peso específico (γ)	γ_{γ}	1,0

Nota 1: El coeficiente correspondiente se aplica a ($\tan \varphi'$).

Por su parte, los valores de dichos coeficientes parciales, en la comprobación de los estados límite últimos tipo STR/GEO de estabilidad global (Conjunto M2), se recogen en la Tabla A.4b.

Tabla A.4.b: Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, en situaciones persistentes, transitorias y accidentales, en la comprobación del estado límite último de estabilidad global (Conjunto M2)

Estado Límite Último	Actuación	Situación de proyecto ⁽¹⁾	γ_M			
			c' ⁽²⁾	$tg\varphi'$ ⁽²⁾	c_u ⁽²⁾	γ_{ap}
Estabilidad global sin estructura en coronación o talud	<ul style="list-style-type: none"> Taludes de desmonte de nueva ejecución ⁽³⁾ Rellenos compactados (tipo terraplén, pedraplén y todo-uno) Infraestructuras hidráulicas de menor importancia (pequeñas presas y balsas clasificadas como C) 	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,25	1,25	1,25	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
Estabilidad global con estructura en coronación o talud ⁽⁴⁾	Estructuras en obras viarias	Persistente	1,50	1,50	1,50	1,0
		Transitoria	1,50	1,50	1,50	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras en obras marítimas o portuarias	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,40	1,40	1,40	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras de edificación	Persistente	1,80	1,80	1,80	1,0
		Transitoria	1,80	1,80	1,80	1,0
		Accidental	1,30	1,30	1,30	1,0

Nota 1: La situación persistente se debe entender como la situación correspondiente a las condiciones normales durante la vida útil de diseño. La situación transitoria corresponde a las fases de construcción o a taludes y terraplenes provisionales. Por su parte, en el estado límite último de estabilidad global de estructuras, se utilizarán, como cargas actuantes en el cálculo, las correspondientes a dicha situación transitoria [apartados 1.5.2.3 y 1.5.2.4 de UNE-EN 1990].

Nota 2: Los valores de los coeficientes parciales γ_M correspondientes a c' , $tg\varphi'$ y c_u podrán reducirse hasta un 7%, cuando las repercusiones sociales, ambientales y económicas de la rotura sean reducidas.

Nota 3: La comprobación de la seguridad de la reparación de taludes, cuando los parámetros del terreno se obtengan mediante "cálculos retrospectivos de estabilidad", con toma de nuevos datos in situ, se puede realizar con valores inferiores a los indicados en esta tabla [Cláusula 11.5.1.(8) de la norma UNE-EN 1997-1].

Nota 4: El equilibrio global de una obra o estructura situada sobre una ladera natural, cuyas condiciones iniciales de estabilidad sean precarias, debe considerarse una actuación de Categoría Geotécnica 3, por lo que estos valores pueden no ser de aplicación. [punto 2.1.(21) de la norma UNE-EN 1997-1].

A.3.3 Coeficientes parciales de resistencias (γ_R)

A.3.3.1 Coeficientes parciales de resistencia (γ_R) para las cimentaciones directas

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), en los cálculos de cimentaciones directas, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales de resistencia (γ_R):

- $\gamma_{R,v}$ para el hundimiento;
- $\gamma_{R,h}$ para la resistencia al deslizamiento por la base.

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.5.

Tabla A.5: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de cimentaciones directas (Conjunto R2)

Acción	Símbolo	Valor	
		Estructuras de edificación	Otras estructuras
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	2,15	1,85
Deslizamiento por la base	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10

A.3.3.2 Coeficientes parciales de resistencia (γ_R) para las cimentaciones por pilotes

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO), en los cálculos de cimentaciones por pilotes, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales de resistencia (γ_R):

- γ_b para la resistencia por punta;
- γ_s para la resistencia por fuste, en pilotes a compresión;
- γ_t para la resistencia total/combinada, en pilotes a compresión;
- $\gamma_{s,t}$ para la resistencia por fuste, en pilotes a tracción.

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.6, para pilotes hincados, en la Tabla A.7, para pilotes perforados, y en la Tabla A.8, para pilotes de barrena continua (CFA).

Tabla A.6: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de pilotes hincados (Conjunto R2)

Resistencia	Símbolo	Valor	
		Estructuras de edificación	Otras estructuras
Punta	γ_b	1,55 ⁽¹⁾	1,25 ⁽¹⁾
Fuste (pilotes a compresión)	γ_s	1,55 ⁽¹⁾	1,05 ⁽¹⁾
Total/combinada (pilotes a compresión)	γ_t	1,40 ⁽²⁾	1,15 ⁽²⁾
Fuste (pilotes a tracción) ⁽³⁾	$\gamma_{s,t}$	1,80 ⁽⁴⁾	1,05 ⁽⁴⁾

Nota 1: Aplicable junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.2.3(8).

Nota 2: Aplicable, según los casos, junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.2.3(8) o con los coeficientes de correlación (ζ) definidos en las Tablas A.9, A.10 y A.11.

Nota 3: Se entiende que este coeficiente se aplica a la resistencia por fuste en pilotes a tracción (de acuerdo a la práctica habitual, esta resistencia es menor que la resistencia por fuste a compresión).

Nota 4: Aplicable junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.3.3(6).

Tabla A.7: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de pilotes perforados (Conjunto R2)

Resistencia	Símbolo	Valor	
		Estructuras de edificación	Otras estructuras
Punta	γ_b	1,55 ⁽¹⁾	1,35 ⁽¹⁾
Fuste (pilotes a compresión)	γ_s	1,55 ⁽¹⁾	1,10 ⁽¹⁾
Total/combinada (pilotes a compresión)	γ_t	1,40 ⁽²⁾	1,25 ⁽²⁾
Fuste (pilotes a tracción) ⁽³⁾	$\gamma_{s,t}$	1,80 ⁽⁴⁾	1,10 ⁽⁴⁾

Nota 1: Aplicable junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.2.3(8).

Nota 2: Aplicable, según los casos, junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.2.3(8) o con los coeficientes de correlación (ζ) definidos en las Tablas A.9, A.10 y A.11.

Nota 3: Se entiende que este coeficiente se aplica a la resistencia por fuste en pilotes a tracción (de acuerdo a la práctica habitual, esta resistencia es menor que la resistencia por fuste a compresión).

Nota 4: Aplicable junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.3.3(6).

Tabla A.8: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de pilotes de barrena continua (CFA) (Conjunto R2)

Resistencia	Símbolo	Valor	
		Estructuras de edificación	Otras estructuras
Punta	γ_b	1,55 ⁽¹⁾	1,45 ⁽¹⁾
Fuste (pilotes a compresión)	γ_s	1,55 ⁽¹⁾	1,15 ⁽¹⁾
Total/combinada (pilotes a compresión)	γ_r	1,40 ⁽²⁾	1,30 ⁽²⁾
Fuste (pilotes a tracción) ⁽³⁾	$\gamma_{s,t}$	1,80 ⁽⁴⁾	1,15 ⁽⁴⁾

Nota 1: Aplicable junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.2.3(8).

Nota 2: Aplicable, según los casos, junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.2.3(8) o con los coeficientes de correlación (ξ) definidos en las Tablas A.9, A.10 y A.11.

Nota 3: Se entiende que este coeficiente se aplica a la resistencia por fuste en pilotes a tracción (de acuerdo a la práctica habitual, esta resistencia es menor que la resistencia por fuste a compresión).

Nota 4: Aplicable junto con el coeficiente de modelo definido en 7.6.3.3(6).

A.3.3.2 Coeficientes de correlación (ξ) para las cimentaciones por pilotes

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO) en los cálculos de cimentaciones por pilotes, se deben aplicar los siguientes coeficientes de correlación (ξ), para obtener el valor característico de la resistencia de los pilotes bajo carga axil.

- ξ_1 se aplica al valor medio de las resistencias medidas en ensayos de carga estática;
- ξ_2 se aplica al valor mínimo de las resistencias medidas en ensayos de carga estática;
- ξ_3 se aplica al valor medio de las resistencias calculadas a partir de los resultados de ensayos de campo;
- ξ_4 se aplica al valor mínimo de las resistencias calculadas a partir de los resultados de ensayos de campo;
- ξ_5 se aplica al valor medio de las resistencias medidas en ensayos de carga dinámica;
- ξ_6 se aplica al valor mínimo de las resistencias medidas en ensayos de carga dinámica.

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en las Tablas A.9, A.10 y A.11.

Tabla A.9: Coeficientes de correlación ξ para obtener el valor característico de la resistencia última a compresión a partir de ensayos de carga estática en pilotes

ξ para $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

n : número de pilotes ensayados.

Tabla A.10: Coeficientes de correlación ξ para obtener el valor característico de la resistencia última a compresión a partir de resultados de ensayos de campo ^(a)

ξ para $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

n : número de pilotes ensayados.

Nota 1: Se refiere fundamentalmente a ensayos de campo realizados en el interior de sondeos (como por ejemplo SPT, ensayo de molinete o ensayo presiométrico) y a ensayos de penetración estática continua, tipo CPT o CPTU.

Tabla A.11: Coeficientes de correlación ξ para obtener el valor característico de la resistencia última a compresión a partir de ensayos dinámicos de impacto ^{1, 2, 3, 4, 5}

ξ para $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

n : número de pilotes ensayados.

- 1 Los valores ξ de la tabla son válidos para ensayos dinámicos de impacto.
- 2 Los valores ξ pueden multiplicarse por un coeficiente de modelo 0,85 si se utilizan ensayos dinámicos de impacto con contraste de señal.
- 3 Los valores ξ deberían multiplicarse por un coeficiente de modelo 1,10 cuando se use una fórmula de hincas de pilotes con mediciones del desplazamiento cuasi-elástico de la cabeza del pilote durante el impacto.
- 4 Los valores ξ deberían multiplicarse por un coeficiente de modelo 1,20 cuando se use una fórmula de hincas de pilotes sin medición del desplazamiento cuasi-elástico de la cabeza del pilote durante el impacto.
- 5 Si existen diferentes pilotes en la cimentación, para seleccionar el número n de pilotes ensayados, se deberían considerar separadamente los grupos de pilotes similares.

A.3.3.4 Coeficientes parciales de resistencia (γ_R) para anclajes

Veáse el apartado A.6.

A.3.3.5 Coeficientes parciales de resistencia (γ_R) para las estructuras de contención

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO) en los cálculos de las estructuras de contención, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales de resistencia (γ_R):

- $\gamma_{R,v}$ para el hundimiento;
- $\gamma_{R,h}$ para la resistencia al deslizamiento por la base;
- $\gamma_{R,e}$ para el empuje pasivo.

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.13.

Tabla A.13: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de estructuras de contención (Conjunto R2)

Resistencia	Símbolo	Valor	
		Estructuras de edificación	Otras estructuras
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	Véase la Tabla A.5	
Deslizamiento por la base	$\gamma_{R,h}$	Véase la Tabla A.5	
Empuje pasivo en pantallas ⁽¹⁾	$\gamma_{R,e}$	1,10	1,10
Empuje pasivo en muros ⁽¹⁾	$\gamma_{R,e}$	2,00	2,00

Nota 1: En la cuantificación del empuje pasivo se debe tener en cuenta lo indicado en el apartado 9.3.2.2 sobre la cota del terreno resistente.

A.3.3.6 Coeficientes parciales de resistencia (γ_R) para los taludes y la estabilidad global

(1)P Para la comprobación de los estados límite últimos estructurales (STR) y geotécnicos (GEO) en los cálculos de taludes y de estabilidad global, se debe aplicar el coeficiente parcial de resistencia al esfuerzo cortante del terreno ($\gamma_{R,e}$).

El valor de dicho coeficiente parcial se recoge en la Tabla A.14.

Tabla A.14: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de taludes y estabilidad global (Conjunto R3)

Resistencia	Símbolo	Valor
Resistencia al esfuerzo cortante del terreno	$\gamma_{R,e}$	1,0

A.4 Coeficientes parciales para la comprobación de los estados límite de subpresión (UPL)

(1)P Para la comprobación de los estados límite de subpresión (UPL) se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales a las acciones (γ_F):

- $\gamma_{G,dst}$ para las acciones permanentes desestabilizadoras (desfavorables);
- $\gamma_{G,stab}$ para las acciones permanentes estabilizadoras (favorables);
- $\gamma_{Q,dst}$ para las acciones variables desestabilizadoras (desfavorables).

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.15.

Tabla A.15: Coeficientes parciales γ_F aplicables a las acciones, en la comprobación de los estados límite último de tipo UPL

Tipo de estructura	Acción	Símbolo	Valor
Estructuras de edificación	Permanente	γ_G	1,0
	Desestabilizadora (desfavorable)		
	Estabilizadora (favorable)		
	Variable	γ_Q	1,5
	Desestabilizadora (desfavorable)		
	Estabilizadora (favorable)		
Puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas	Tabla AN/8 (Tabla A2.4(A)) "Valor de cálculo de las acciones (EQU) (Conjunto A)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990, salvo los valores de las acciones permanentes de peso propio y carga muerta, de efecto desestabilizador, que toman valor 1,0.		

(2) P Para la comprobación de los estados límite de subpresión (UPL) se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, cuando se consideren las resistencias del terreno:

- $\gamma_{\varphi'}$ se aplica a la tangente del ángulo de rozamiento interno, en términos de tensiones efectivas;
- $\gamma_{c'}$ se aplica a la cohesión efectiva;
- γ_{cu} se aplica a la resistencia al corte sin drenaje;
- $\gamma_{s,t}$ se aplica a la resistencia a tracción de un pilote;
- γ_a se aplica a la resistencia de un anclaje.

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.16.

Tabla A.16: Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos y γ_R aplicables a las resistencias, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite de subpresión (UPL)

Parámetro del suelo	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ⁽¹⁾ (φ')	$\gamma_{\varphi'}$	2,0 ⁽²⁾
Cohesión efectiva (c')	$\gamma_{c'}$	2,0 ⁽²⁾
Resistencia al corte sin drenaje (c_u)	γ_{cu}	2,0 ⁽²⁾
Resistencia a tracción de pilotes	$\gamma_{s,t}$	⁽³⁾
Resistencia de anclajes ⁽²⁾	$\gamma_{a,ULS}$	⁽⁴⁾

Nota 1: El coeficiente correspondiente se aplica a ($\tan \varphi'$).

Nota 2: Estos coeficientes se aplicarán solamente cuando se consideren las resistencias del terreno.

Nota 3: Véanse las Tablas A-6, A-7 y A-8.

Nota 4: Véase la Tabla A-19.

A.5 Coeficientes parciales para la comprobación de los estados límite de levantamiento hidráulico del terreno (HYD)

(1)P Para la comprobación de los estados límite de levantamiento hidráulico del terreno (HYD) se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales a las acciones (γ_F):

- $\gamma_{G,dst}$ para las acciones permanentes desestabilizadoras (desfavorables);
- $\gamma_{G,stab}$ para las acciones permanentes estabilizadoras (favorables);
- $\gamma_{Q,dst}$ para las acciones variables desestabilizadoras (desfavorables).

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.17.

Tabla A.17: Coeficientes parciales γ_F aplicables a las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo HYD

Tipo de estructura	Acción	Símbolo	Valor
Estructuras de edificación	Permanente	γ_G	1,35
	Desestabilizadora (desfavorable)		
	Estabilizadora (favorable)		
	Variable	γ_Q	0
	Desestabilizadora (desfavorable)		
	Estabilizadora (favorable)		
Puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas	Tabla AN.9 (Tabla A2.4(B)) "Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990, salvo los valores de las acciones permanentes de efecto favorable que toman valor 0,9.		

NOTA: Estos coeficientes parciales serán de aplicación únicamente con la expresión (2.9b) del apartado 2.4.7.5.

A.6 Coeficientes parciales de resistencia, coeficientes de correlación, criterios límite para los estados límite último y de servicio y número de ensayos de investigación/adecuación para anclajes

(1)P Para la determinación de las acciones y de los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en los estados límite último y de servicio, se debe aplicar el siguiente coeficiente parcial:

- γ_{Serv} en $F_{Serv,k}$

Los valores de dicho coeficiente parcial se recogen en la Tabla A.18.

Tabla A.18: Coeficiente parcial γ_{Serv} aplicable a las acciones o a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en el estado límite último y de servicio, en el cálculo de anclajes

Estado límite	Símbolo	Tipo de anclaje	Valor
Último (ecuación 8.3)	γ_{Serv}	Permanente	1,50
		Provisional	1,20

Nota: El valor indicado de γ_{Serv} es de aplicación en todos los enfoques de proyecto

(2)P Para la comprobación de los anclajes, en los estados límite últimos STR, GEO y UPL, se debe aplicar el siguiente coeficiente parcial:

$$- \gamma_{a, ULS} \quad \text{en } R_{ULS, k}$$

Los valores de dicho coeficiente parcial se recogen en la Tabla A.19.

Tabla A.19: Coeficiente parcial $\gamma_{a:ULS}$ aplicable a las resistencias, en estado límite último, en el cálculo de anclajes (Conjunto R2)

Símbolo	STR/GEO	UPL
$\gamma_{a, ULS}$	1,1	1,4

3)P Para la comprobación de los métodos de ensayo de anclajes, en los estados límite último y de servicio, se deben aplicar los siguientes coeficientes parciales:

- ξ_{ULS} en $(R_{ULS, m})_{min}$
- $\gamma_{a, acc; ULS}$ en $E_{ULS, d}$
- $\gamma_{a, acc; SLS}$ en $F_{Serv, k}$

Los valores de dichos coeficientes parciales se recogen en la Tabla A.20.

Tabla A.20: Valores de diferentes coeficientes, dependientes del método de ensayo en anclajes, en el estado límite último y de servicio, en el cálculo de anclajes

Símbolo	Ecuación	Método de ensayo ⁽¹⁾		
		1	2	3
ξ_{ULS}	8.6	1,0 ⁽²⁾	1,0 ⁽²⁾	1,0
$\gamma_{a, SLS}$	8.10	NA	1,0	1,2 ⁽³⁾
n	-	3	3	2
$\gamma_{a, acc; ULS}$	8.13	1,1	1,1	NA
$\gamma_{a, acc; SLS}$	8.14	NA	1,0	1,25 ⁽³⁾

Leyenda : NA = No aplicable.

- 1 Para una descripción de los métodos de ensayo, véase la Norma EN ISO 22477-5.
- 2 Este valor se aplica si en los ensayos de aceptación realizados en todos los anclajes (carga de ensayo de Ec. 8.13) se asegura que $E_{ULS, d} \leq R_{ULS}$.
- 3 Los valores dados son de aplicación a anclajes permanentes.

(4)P Para la comprobación de los ensayos de investigación, adecuación y aceptación, en situaciones persistentes y transitorias, en los estados límite último y de servicio, los anclajes deben satisfacer los criterios límite recogidos en la Tabla A.21.

Tabla A.21: Criterios límite para los ensayos de investigación, idoneidad y aceptación en anclajes, en situaciones persistentes y transitorias, en los estados límite último y de servicio

Método de ensayo (1)	Criterio límite	Ensayos de investigación y adecuación		Ensayos de aceptación	
		ULS (Ec. 8.5)	SLS (Ec. 8.8)	ULS (Ec. 8.13)	SLS (Ec. 8.14)
1	α_1	2 mm	$0,01\Delta_e^{(3)}/NA^{(4)}$	2 mm	$0,01\Delta_e^{(3)}/NA^{(4)}$
2 ⁽²⁾	k_1	2 % por log de ciclo de tiempo	2 % por log de ciclo de tiempo	2 % por log de ciclo de tiempo	2 % por log de ciclo de tiempo
3	α_3	5 mm	NA (usar P_c)	NA	1,5 mm ⁽⁵⁾

Leyenda: NA = No aplicable; α_1 : índice de fluencia; k_1 : ratio de la pérdida de carga; α_3 : índice de fluencia

- 1 Para una descripción de los métodos de ensayo, véase la Norma EN ISO 22477-5.
- 2 Tiempos de observación de la pérdida de carga de acuerdo con la tabla H.1, Anexo H, de la Norma EN ISO 22477-5.
- 3 $\Delta_e = (F_{serv,k} \times \text{longitud libre del tendón}) / (\text{área del tendón} \times \text{módulo elástico del tendón})$.
- 4 El valor sólo es aplicable cuando se lleven a cabo ensayos SLS.
- 5 Valores aplicables a anclajes permanentes; para anclajes temporales, $\sigma_3=1,8$ mm .

AN.3 Decisión sobre la aplicación de los Anejos Informativos

Los Anejos C, D, E, F, G, H y J tienen carácter informativo.

AN.4 Información complementaria no contradictoria (NCCI)

AN.4.1 NCCI relativo al cálculo estructural de los pilotes hormigonados *in situ*, sin entubación permanente

AN.4.1.1. Normativa a aplicar

El proyecto, la ejecución, la supervisión y el control de los pilotes se deben hacer de acuerdo a las normas siguientes:

- UNE-EN 1536 para el proyecto, la ejecución, la supervisión y el control de los pilotes
- UNE-EN 1992-1-1 y UNE-EN 1992-2 para determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón utilizado en pilotes en edificación y puentes, respectivamente.
- UNE-EN 1997 para realizar el proyecto geotécnico de los pilotes

AN.4.1.2. Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón

El valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón (f_{cd}) que se debe utilizar en la comprobación de los Estados Límite Últimos de rotura estructural (STR) de los pilotes hormigonados *in situ* sin entubación permanente, se debe determinar de acuerdo a los apartados 3.1.6, 2.4.2.4 y 2.4.2.5 de la norma UNE-EN 1992-1-1, para edificación, y los mismos apartados de la norma UNE-EN 1992-2, para puentes, mediante la siguiente expresión:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c \cdot k_f} f_{ck}$$

Siendo:

- α_{cc} coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables de la manera en que se aplica la carga, cuyo valor se indica en el apartado 3.1.6 del Anexo Nacional de las normas UNE-EN 1992-1-1 y UNE-EN 1992-2
- f_{ck} valor característico de la resistencia a compresión del hormigón. Para su consideración en la comprobación de los Estados Límite Últimos de rotura estructural (STR) en pilotes hormigonados *in situ*, se tomará siempre un valor menor o igual que 35 MPa
- γ_c coeficiente parcial de resistencia del hormigón, según el apartado 2.4.2.4 del Anexo Nacional de la UNE-EN 1992-1-1
- k_f coeficiente que multiplica al coeficiente parcial de seguridad de hormigón para la obtención de la resistencia de pilotes hormigonados *in situ* sin encaamisado permanente (apartado 2.4.2.5 de la norma UNE-EN 1992-1-1)
El valor de k_f será el indicado en el Anexo Nacional a la norma UNE-EN 1992-1-1

AN.4.1.3. Valor de cálculo del diámetro del pilote

En la comprobación de los Estados Límite Últimos de rotura estructural (STR) de los pilotes hormigonados *in situ*, sin entubación permanente, el valor de cálculo del diámetro del pilote (d_d) se determinará de acuerdo a las expresiones recogidas en el punto 2.3.4.2 (2) de la norma UNE EN 1992-1. El valor de cálculo de la sección transversal del pilote se obtendrá a partir del valor de cálculo del diámetro del pilote.

En la comprobación de los Estados Límite Últimos tipo GEO, el valor de cálculo del diámetro del pilote puede tomarse igual a su valor nominal.

AN.4.1.4. Notas aclaratorias

- a. El valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón (f_{cd}), anteriormente indicado, no es equivalente al valor del "tope estructural", comúnmente utilizado en España.
- b. El valor del tope estructural se puede equiparar, teniendo en cuenta las bases de cálculo del Eurocódigo 7, al límite que se puede imponer a la "tensión media de compresión que actúa sobre la sección nominal del pilote para la combinación casi-permanente de acciones", lo que representa una verificación en Estado Límite de Servicio.

De acuerdo con la UNE-EN 1990 (ecuación 6.16 b), la hipótesis casi-permanente de acciones se define mediante la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$ valor característico de cada acción permanente j

P valor representativo pertinente de la acción del pretensado

$Q_{k,j}$ valor casi-permanente de cada acción variable j

ψ_{2j} factor de simultaneidad de cada acción variable j . Su valor es el indicado en el Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990.

- c. Queda al criterio del ingeniero proyectista la posible limitación de dicha "tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones". Dicha posible limitación debería hacerse teniendo en cuenta fundamentalmente el diámetro y tipo del pilote y el tipo de terreno en el que se excava, aunque también se debe considerar la intensidad del control de la integridad de los pilotes y el número de pilotes por encepado.
- d. Los valores recomendados, según la práctica geotécnica habitual española, para el límite superior de dicha "tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones ($\sigma_{c,m}$)", equiparable al denominado "tope estructural", se recogen en las tablas siguientes.

Tabla A.22.a: Valores usuales de la tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones (para estructuras de edificación)

Tipo de pilote	$\sigma_{c,m}$ (MPa)	
	Tipo de apoyo	
	Suelo firme	Roca
Entubados	5,0	6,0
Ejecutado con lodos	4,0	5,0
Ejecutado en seco	4,0	5,0
Barrenado sin control de parámetros	3,5	-
Barrenado con control de parámetros	4,0	-

Tabla A.22.b: Valores usuales de la tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones (para otras estructuras)

Tipo de pilote ⁽¹⁾⁽²⁾	$\sigma_{c,m}$ (MPa)
Ejecutado con entubación recuperable ⁽³⁾	6,0
Ejecutado con lodos ⁽³⁾ Ejecutado en seco ⁽³⁾	5,0
Barrenado con control de parámetros	4,5
Barrenado sin control de parámetros	4,0

Nota 1: En los pilotes de diámetro inferior a 60 cm, $\sigma_{c,m}$ se suele limitar a 4,0 MPa.

Nota 2: En los pilotes de diámetro igual o inferior a 80 cm o aquellos que estén en encepados formados por uno o dos pilotes, $\sigma_{c,m}$ se suele limitar a 5,0 MPa.

Nota 3: Cuando estén dispuestos en encepados de 6 pilotes o más, $\sigma_{c,m}$ se podrá aumentar en un 25%.

De forma complementaria, los valores usuales en la práctica geotécnica habitual española de dicha "tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones ($\sigma_{c,m}$)", para pilotes hincados y metálicos, se indican en las siguientes expresiones:

- Pilotes de hormigón armado: $\sigma_{c,m} = 0,3 \cdot f_{ck}$
- Pilotes de hormigón pretensado: $\sigma_{c,m} = 0,3 \cdot (f_{ck} - 0,9 f_p)$
- Pilotes metálicos: $\sigma_{c,m} = 0,33 \cdot f_{yk}$

Siendo f_{ck} el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón, f_p es la compresión nominal provocada por las armaduras activas y f_{yk} es el límite elástico del acero.

AN.4.2 NCCI relativo a la determinación de la resistencia al arrancamiento de anclajes mediante cálculos

Se permite la determinación de la resistencia al arrancamiento de anclajes mediante cálculos, de acuerdo a la práctica habitual española.

Apéndice 3

ANEJO NACIONAL¹ DE EN-1997-2

AN.1 Objeto y ámbito de aplicación

El objeto de este Anejo Nacional es definir las condiciones de aplicación en el territorio español de la norma EN 1997-2:2007.

Su contenido se limita básicamente a:

- Fijar los valores de los parámetros de determinación nacional (NDP) que la norma EN 1997-2:2007 deja abiertos para ser establecidos a nivel nacional, aspecto desarrollado en el capítulo AN.2.
- Indicar el carácter informativo u obligatorio de los anejos contenidos en la EN 1997-2:2007, aspecto desarrollado en el capítulo AN.3.
- Recoger la "*información complementaria no contradictoria* (NCCI)" a ser utilizado en España para facilitar la aplicación de la norma, aspecto desarrollado en el capítulo AN.4.

AN.2. Parámetros de determinación nacional (NDP)

En la norma EN 1997-2:2007 no existen parámetros de determinación nacional (NDP) para ser fijados en este Anejo Nacional.

AN.3. Decisión sobre la aplicación de los Anejos Informativos

Los Anejos A a X, ambos inclusive, son de carácter informativo

AN.4. Información complementaria no contradictoria (NCCI)

Este Anejo Nacional no recoge ninguna información complementaria no contradictoria.

¹ En el momento de edición de esta Guía, el Anejo Nacional de EN 1997-2 está pendiente de publicación por UNE. El texto que se incluye fue aprobado por el CTN 140-SC7 Eurocódigos Estructurales: Geotecnia el 28 de noviembre de 2013.



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

SECRETARÍA GENERAL
TÉCNICA

CENTRO
DE PUBLICACIONES