

# EUROCÓDIGOS

NORMA EUROPEA  
EXPERIMENTAL

UNE-ENV 1997-1  
Marzo 1999



## EUROCÓDIGO 7

### PROYECTO GEOTÉCNICO

#### PARTE 1: REGLAS GENERALES

**AENOR**

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

**7**

Parte 1



## **PREÁMBULO**

Esta publicación recoge en sus páginas la Norma UNE-ENV 1997-1:1999 Experimental, que contiene un conjunto de especificaciones técnicas ("reglas generales") no obligatorias relativas al proyecto geotécnico y constituye la versión española de la correspondiente Norma Europea Experimental.

El contenido de esta Norma Experimental debe ser valorado con precaución, ya que, actualmente se encuentra en fase de revisión y modificación, puesto que algunos de sus apartados han sido cuestionados.

Lo anterior no es obstáculo para que las especificaciones técnicas contenidas en esta Norma Experimental UNE-ENV 1997-1 sean divulgadas y conocidas para su consideración por todos los interesados en el sector de la construcción.

La innegable importancia de esta norma experimental se deriva, sustancialmente, del hecho de que está llamada a constituir el punto de partida de una futura norma europea que contribuirá a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea y será susceptible de servir de base para la elaboración de reglamentaciones técnicas sobre la materia.

No puede olvidarse, al respecto, que la realización de estudios geotécnicos, con carácter previo a la elaboración de proyectos de edificación y de estructuras y elementos estructurales de hormigón, es un requisito obligatorio (de acuerdo con lo establecido en el Decreto 462/1971, de 11 de marzo, por el que se dictan normas sobre redacción de proyectos y dirección de obras de edificación; y en el Real Decreto 2661/1998, de 11 de diciembre, por el que se aprueba la Instrucción de Hormigón Estructural -EHE-).

La traducción de esta Norma Experimental, desde la versión original en inglés a su texto en español, ha sido realizada por el Subcomité 7 del Comité Técnico de Normalización 140 "Eurocódigos Estructurales" de AENOR.

Diciembre 1998

**Manuel L. Martín Antón**

Subdirector General de Normativa y Estudios Técnicos  
y Análisis Económico

Secretaría General Técnica

MINISTERIO DE FOMENTO



# norma española experimental

UNE-ENV 1997-1

Marzo 1999

## TÍTULO

**EUROCÓDIGO 7: Proyecto geotécnico**

**Parte 1: Reglas generales**

*Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules.*

*Eurocode 7: Calcul geotechnique. Partie 1: Règles générales.*

## CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 de octubre 1994.

## OBSERVACIONES

## ANTECEDENTES

Esta norma experimental ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos Estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 9976:1999

© AENOR 1999  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR**

C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Teléfono 91 432 60 00  
Fax 91 310 40 32

124 Páginas

**Grupo 672**



ICS 91.060.00; 91.120.20

**Descriptores:** Suelos, cálculo, códigos de edificación, reglas de cálculo.

Versión en español

## **EUROCÓDIGO 7: Proyecto geotécnico**

### **Parte 1: Reglas generales**

**Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1:**  
**General rules.**

**Eurocode 7: Calcul geotechnique.**  
**Partie 1: Règles générales.**

**Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und**  
**Bemessung in der Geotechnik. Teil 1:**  
**Allgemeine Regeln.**

Esta norma europea experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1993-05-25 como una norma experimental para su aplicación provisional. El período de validez de esta norma ENV está limitado inicialmente a tres años. Pasados dos años, los miembros de CEN enviarán sus comentarios, en particular sobre la posible conversión de la norma ENV en norma europea (EN).

Los miembros de CEN deberán anunciar la existencia de esta norma ENV utilizando el mismo procedimiento que para una norma EN y hacer que esta norma ENV esté disponible rápidamente y en la forma apropiada a nivel nacional. Se permite mantener (en paralelo con la norma ENV) las normas nacionales que estén en contradicción con la norma ENV hasta que se adopte la decisión final sobre la posible conversión de la norma ENV en norma EN.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, Suecia y Suiza.

**CEN**  
**COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN**  
European Committee for Standardization  
Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
**SECRETARÍA CENTRAL: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles**

© 1994 Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.





## ÍNDICE

	Página
<b>0</b>	<b>PREÁMBULO .....</b>
<b>0.1</b>	<b>Objetivos de los Eurocódigos .....</b>
<b>0.2</b>	<b>Antecedentes del programa de los Eurocódigos .....</b>
<b>0.3</b>	<b>Programa de los Eurocódigos.....</b>
<b>0.4</b>	<b>Documento Nacional de Aplicación.....</b>
<b>0.5</b>	<b>Cuestiones específicas de esta norma experimental .....</b>
<b>1</b>	<b>GENERALIDADES .....</b>
<b>1.1</b>	<b>Ámbito de aplicación.....</b>
<b>1.1.1</b>	<b>Ámbito de aplicación del Eurocódigo 7 .....</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objeto de la ENV 1997-1 .....</b>
<b>1.1.3</b>	<b>Otras partes del Eurocódigo 7.....</b>
<b>1.2</b>	<b>Normas para consulta .....</b>
<b>1.3</b>	<b>Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación .....</b>
<b>1.4</b>	<b>Hipótesis.....</b>
<b>1.5</b>	<b>Definiciones.....</b>
<b>1.5.1</b>	<b>Términos comunes a todos los Eurocódigos .....</b>
<b>1.5.2</b>	<b>Términos especiales utilizados en la ENV 1997-1 .....</b>
<b>1.6</b>	<b>Unidades del Sistema Internacional (S.I.).....</b>
<b>1.7</b>	<b>Símbolos comunes para todos los Eurocódigos.....</b>
<b>1.8</b>	<b>Símbolos usados en el Eurocódigo 7.....</b>
<b>1.8.1</b>	<b>Caracteres latinos en mayúsculas.....</b>
<b>1.8.2</b>	<b>Caracteres latinos en minúsculas.....</b>
<b>1.8.3</b>	<b>Caracteres griegos en minúsculas.....</b>
<b>1.8.4</b>	<b>Subíndices .....</b>
<b>2</b>	<b>CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS DE PROYECTO .....</b>
<b>2.1</b>	<b>Requisitos del Proyecto .....</b>
<b>2.2</b>	<b>Información previa de proyecto.....</b>
<b>2.3</b>	<b>Durabilidad.....</b>
<b>2.4</b>	<b>Método de proyecto mediante cálculos geotécnicos.....</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Introducción .....</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Acciones en la geotecnia aplicada al proyecto.....</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Propiedades del terreno .....</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Resistencia de proyecto de los materiales estructurales.....</b>
<b>2.4.5</b>	<b>Datos geométricos .....</b>
<b>2.4.6</b>	<b>Valores límites de los movimientos.....</b>
<b>2.5</b>	<b>Diseño mediante medidas prescriptivas .....</b>
<b>2.6</b>	<b>Ensayos de carga y ensayos con modelos experimentales.....</b>
<b>2.7</b>	<b>Método de observación .....</b>
<b>2.8</b>	<b>El Informe Geotécnico de Proyecto .....</b>
<b>3</b>	<b>DATOS GEOTÉCNICOS .....</b>
<b>3.1</b>	<b>Generalidades.....</b>
<b>3.2</b>	<b>Reconocimientos geotécnicos.....</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Introducción .....</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Investigaciones preliminares .....</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Reconocimientos de proyecto .....</b>
<b>3.3</b>	<b>Evaluación de los parámetros geotécnicos.....</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Generalidades.....</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Caracterización del tipo de suelo y roca .....</b>

3.3.3	Peso unitario.....	35
3.3.4	Densidad relativa .....	35
3.3.5	Grado de compactación .....	36
3.3.6	Resistencia al corte sin drenaje de suelos cohesivos .....	36
3.3.7	Parámetros de resistencia al corte en términos de presiones efectivas para suelos.....	36
3.3.8	Deformabilidad del suelo .....	37
3.3.9	Calidad y propiedades de las rocas y de los macizos rocosos .....	37
3.3.9.1	Resistencia a la compresión simple y deformabilidad de los materiales rocosos.....	38
3.3.9.2	Resistencia al corte de las juntas.....	38
3.3.10	Parámetros de permeabilidad y consolidación .....	39
3.3.11	Parámetros de resistencia a la penetración estática .....	39
3.3.12	Número de golpes del ensayo de penetración estándar y de las pruebas dinámicas .....	39
3.3.13	Parámetros del presiómetro .....	40
3.3.14	Parámetros del dilatómetro.....	40
3.3.15	Compactabilidad.....	40
3.4	Informe Geotécnico .....	40
3.4.1	Presentación de la información geotécnica.....	41
3.4.2	Evaluación de la información geotécnica.....	42
4	<b>SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y MANTENIMIENTO .....</b>	<b>43</b>
4.1	Requisitos generales .....	43
4.2	Supervisión .....	43
4.2.1	Programa de supervisión .....	43
4.2.2	Inspección y control.....	44
4.2.3	Evaluación del Proyecto.....	44
4.3	Comprobación de las condiciones del terreno.....	44
4.3.1	Suelos y rocas .....	44
4.3.2	Agua freática .....	45
4.4	Comprobación de la construcción .....	46
4.5	Instrumentación.....	46
4.6	Mantenimiento .....	47
5	<b>RELLENOS, AGOTAMIENTOS, MEJORA Y REFUERZO DEL TERRENO.....</b>	<b>48</b>
5.1	Generalidades.....	48
5.2	Requisitos fundamentales .....	48
5.3	Construcción de un relleno.....	48
5.3.1	Principios .....	48
5.3.2	Selección del material de relleno.....	48
5.3.3	Selección de los procedimientos de puesta en obra del relleno y de su compactación ...	49
5.3.4	Comprobación del relleno.....	50
5.4	Agotamiento o rebajamiento del nivel freático .....	51
5.5	Mejora y refuerzo del terreno .....	52
6	<b>CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....</b>	<b>53</b>
6.1	Generalidades.....	53
6.2	Estados límite .....	53
6.3	Acciones y situaciones de proyecto .....	53
6.4	Consideraciones de proyecto y construcción.....	53
6.5	Proyecto en estado límite último .....	54
6.5.1	Estabilidad general .....	54
6.5.2	Fallo de capacidad portante .....	54
6.5.2.1	Generalidades.....	54
6.5.2.2	Método analítico .....	55
6.5.2.3	Método semiempírico .....	55

6.5.3	Fallo por deslizamiento .....	55
6.5.4	Cargas con grandes excentricidades .....	56
6.5.5	Fallo estructural debido a movimientos de la cimentación .....	57
6.6	Proyecto en estado límite de servicio .....	57
6.6.1	Asientos .....	57
6.6.2	Análisis de vibraciones .....	58
6.7	imentaciones en roca: consideraciones adicionales de proyecto .....	58
6.8	Proyecto estructural de cimentaciones superficiales .....	59
7	<b>CIMENTACIONES POR PILOTES .....</b>	<b>60</b>
7.1	Generalidades.....	60
7.2	Estados límite .....	60
7.3	Acciones y situaciones de proyecto .....	60
7.3.1	Generalidades.....	60
7.3.2	Acciones debidas al movimiento del terreno .....	60
7.3.2.1	Generalidades.....	60
7.3.2.2	Rozamiento negativo .....	61
7.3.2.3	Levantamiento.....	61
7.3.2.4	Carga transversal .....	61
7.4	Métodos y consideraciones de proyecto .....	62
7.4.1	Métodos de Proyecto .....	62
7.4.2	Consideraciones de proyecto .....	62
7.5	Ensayos de carga de pilotes .....	63
7.5.1	Generalidades.....	63
7.5.2	Ensayos estáticos de carga .....	64
7.5.2.1	Proceso de carga .....	64
7.5.2.2	Pilotes de prueba.....	64
7.5.2.3	Pilotes de servicio .....	65
7.5.3	Ensayos dinámicos de carga .....	65
7.5.4	Informe del ensayo de carga.....	65
7.6	Pilotes a compresión .....	65
7.6.1	Proyecto en estados límite.....	65
7.6.2	Estabilidad general .....	66
7.6.3	Capacidad Portante.....	66
7.6.3.1	Generalidades.....	66
7.6.3.2	Capacidad portante última calculada a partir de los ensayos de carga en pilotes .....	67
7.6.3.3	Capacidad portante última obtenida a partir de los resultados de los ensayos de campo .....	69
7.6.3.4	Capacidad portante última calculada a partir de las fórmulas de hinca de los pilotes..	70
7.6.3.5	Capacidad portante última obtenida a partir del análisis de la ecuación de la onda.....	70
7.6.4	Asiento de cimentaciones por pilotes.....	71
7.7	Pilotes a tracción.....	71
7.7.1	Generalidades.....	71
7.7.2	Resistencia última a tracción.....	71
7.7.2.1	Generalidades.....	71
7.7.2.2	Resistencia última a tracción calculada a partir de ensayos de carga en pilotes .....	73
7.7.2.3	Resistencia última a tracción calculada a partir de los resultados de ensayos del terreno.....	73
7.7.3	Movimiento vertical.....	73
7.8	Pilotes cargados lateralmente.....	74
7.8.1	Generalidades.....	74
7.8.2	Resistencia última frente a cargas laterales.....	74
7.8.2.1	Generalidades.....	74
7.8.2.2	Resistencia última frente a cargas laterales, obtenida a partir de ensayos de carga en pilotes.....	74
7.8.2.3	Resistencia última frente a cargas laterales obtenida a partir de los resultados de ensayos del terreno y de los parámetros de resistencia del pilote .....	75

7.8.3	Desplazamiento transversal.....	75
7.9	Proyecto estructural de pilotes.....	75
7.10	Supervisión de la construcción.....	75
8	<b>ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN .....</b>	<b>78</b>
8.1	General.....	78
8.2	Estados límite .....	78
8.3	Acciones, datos geométricos y situaciones de proyecto .....	79
8.3.1	Acciones .....	79
8.3.1.1	Peso del material de relleno .....	79
8.3.1.2	Sobrecargas .....	79
8.3.1.3	Peso del agua .....	79
8.3.1.4	Fuerza del oleaje .....	79
8.3.1.5	Fuerzas de sujeción.....	79
8.3.1.6	Fuerzas de colisión.....	80
8.3.1.7	Efecto de la temperatura.....	80
8.3.2	Datos geométricos .....	80
8.3.2.1	Superficies del terreno.....	80
8.3.2.2	Niveles de agua.....	80
8.3.3	Situaciones de proyecto .....	81
8.4	Consideraciones de proyecto y construcción.....	81
8.5	Determinación de los empujes de tierras y de las presiones de agua .....	82
8.5.1	Empujes de tierras de proyecto.....	82
8.5.2	Valores del empuje de tierras en reposo .....	83
8.5.3	Valores límite del empuje de tierras.....	84
8.5.4	Valores intermedios del empuje de tierras .....	84
8.5.5	Efectos de la compactación.....	84
8.5.6	Presiones de agua.....	85
8.6	Proyecto en estado límite último .....	85
8.6.1	Generalidades.....	85
8.6.2	Estabilidad global .....	85
8.6.3	Fallo de la cimentación de muros de gravedad .....	86
8.6.4	Fallo por rotación de muros empotrados en el terreno.....	86
8.6.5	Fallo vertical de los muros empotrados .....	87
8.6.6	Cálculo estructural de las estructuras de contención.....	88
8.6.7	Fallo por arrancamiento de los anclajes .....	89
8.7	Estado límite de servicio .....	90
8.7.1	Generalidades.....	90
8.7.2	Desplazamientos.....	90
8.7.3	Vibraciones.....	90
8.7.4	Estados límite de servicio para las estructuras .....	90
8.8	Anclajes.....	91
8.8.1	Generalidades.....	91
8.8.2	Proyecto de anclajes .....	91
8.8.3	Consideraciones constructivas .....	92
8.8.4	Ensayos de anclajes .....	92
8.8.5	Ensayos de idoneidad .....	92
8.8.6	Ensayos de recepción.....	93
8.8.7	Supervisión de la construcción e instrumentación .....	94
9	<b>TERRAPLENES Y DESMONTES.....</b>	<b>95</b>
9.1	Generalidades.....	95
9.2	Estados límite .....	95
9.3	Acciones y situaciones de proyecto .....	95
9.4	Consideraciones de proyecto y construcción.....	96

9.5	Cálculo en estado límite último .....	96
9.5.1	Pérdida de estabilidad global .....	96
9.5.2	Deformaciones .....	97
9.5.3	Erosión superficial, erosión interna y subpresión hidráulica .....	97
9.5.4	Deslizamientos de rocas .....	98
9.5.5	Caída de rocas .....	98
9.5.6	Reptaciones .....	98
9.6	Proyecto en estado límite de servicio .....	98
9.7	Instrumentación .....	98

## ANEXOS

<b>ANEXO A</b>	<b>RELACIÓN DE COMPROBACIONES PARA LA SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y LA INSTRUMENTACIÓN DEL COMPORTAMIENTO..</b>	<b>100</b>
A.1	Supervisión de la construcción .....	100
A.1.1	Puntos generales que se deben comprobar .....	100
A.1.2	Flujo de agua y presiones intersticiales .....	100
A.2	Instrumentación del comportamiento .....	101
<b>ANEXO B</b>	<b>EJEMPLO DE MÉTODO ANALÍTICO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE .....</b>	<b>102</b>
B.1	Generalidades .....	102
B.2	Condiciones sin drenaje .....	102
B.3	Con drenaje .....	103
<b>ANEXO C</b>	<b>EJEMPLO DE MÉTODO SEMIEMPÍRICO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE .....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXO D</b>	<b>EJEMPLOS DE MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE ASIENTOS .....</b>	<b>105</b>
D.1	Método tensión – deformación .....	105
D.2	Método ajustado de la Elasticidad .....	105
D.3	Asientos sin drenaje .....	106
D.4	Asientos causados por consolidación .....	106
D.5	Comportamiento asientos – tiempo .....	106
<b>ANEXO E</b>	<b>EJEMPLO DE MÉTODO PARA OBTENER LA POSIBLE CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ROCA .....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXO F</b>	<b>EJEMPLO DE MÉTODO PARA CALCULAR LA RESISTENCIA A TRACCIÓN DE PILOTES INDIVIDUALES O EN GRUPO .....</b>	<b>110</b>
<b>ANEXO G</b>	<b>EJEMPLOS DE PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LOS VALORES LÍMITE DE LOS COEFICIENTES DE EMPUJES DE TIERRAS ....</b>	<b>112</b>

## **0 PREÁMBULO**

### **0.1 Objetivos de los Eurocódigos**

- (1) Los Eurocódigos estructurales comprenden un grupo de normas sobre el proyecto estructural y geotécnico de edificaciones y obras de ingeniería civil.
- (2) Su objetivo es servir como documentos de referencia para los propósitos siguientes:
  - a) Como un medio para demostrar la conformidad de los trabajos de edificación y obra civil a los requisitos esenciales de la Directiva de Productos de la Construcción (DPC),
  - b) Como un marco donde desplegar unas especificaciones técnicas armonizadas para los productos de la construcción.
- (3) Los Eurocódigos tratan la ejecución y el control solamente en la extensión necesaria para indicar la calidad de los productos de la construcción y el nivel de la ejecución, necesarios para cumplir con las hipótesis de las normas de proyecto.
- (4) Hasta que se disponga del conjunto de especificaciones técnicas armonizadas para los productos y para los métodos de ensayo de su comportamiento, algunos de los Eurocódigos estructurales tratan estos aspectos en Anexos de carácter informativo.

### **0.2 Antecedentes del programa de los Eurocódigos**

- (1) La Comisión de las Comunidades Europeas (CEC) inició el trabajo de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de edificaciones y obra civil que servirían inicialmente como una alternativa a las distintas reglas de aplicación en los diferentes Estados Miembros y que, en último término, las sustituirían. Estas reglas técnicas se conocen con el nombre de "Eurocódigos Estructurales".
- (2) En 1990, después de consultar a sus respectivos Estados Miembros, la CCE transfirió el trabajo de desarrollo posterior, publicación y actualización de los Eurocódigos Estructurales al Comité Europeo de Normalización (CEN), y el Secretariado de la EFTA acordó apoyar el trabajo del CEN.
- (3) El Comité Técnico del CEN, CEN/TC 250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

### **0.3 Programa de los Eurocódigos**

- (1) Se está trabajando en los siguientes Eurocódigos, cada uno de los cuales comprende normalmente varias partes:
  - EN 1991 Eurocódigo 1 Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras.
  - EN 1992 Eurocódigo 2 Proyecto de estructuras de hormigón.
  - EN 1993 Eurocódigo 3 Proyecto de estructuras de acero.
  - EN 1994 Eurocódigo 4 Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.
  - EN 1995 Eurocódigo 5 Proyecto de estructuras de madera.
  - EN 1996 Eurocódigo 6 Proyecto de estructuras de fábrica.
  - EN 1997 Eurocódigo 7 Proyecto Geotécnico.
  - EN 1998 Eurocódigo 8 Disposiciones de proyecto para la resistencia sísmica de estructuras.
  - EN 1999 Eurocódigo 9 Proyecto de estructuras de aluminio.
- (2) El CEN/TC 250 ha formado distintos sub-comités para los diferentes Eurocódigos mencionados anteriormente.

- (3) Esta Parte 1 del Eurocódigo estructural para el proyecto geotécnico, que se había terminado y aprobado para su publicación bajo la dirección de la CCE, se publica ahora por el CEN como una Norma Europea Experimental (ENV), con una vida inicial de tres años.
- (4) Esta norma experimental tiene como objetivos la aplicación práctica experimental en el proyecto de obras de edificación y de ingeniería civil, dentro del ámbito de aplicación definido en 1.1.2, y el envío de comentarios.
- (5) Pasados dos años aproximadamente, los miembros del CEN serán invitados a remitir comentarios formales que serán tenidos en cuenta en la determinación de actuaciones futuras.
- (6) Mientras tanto, la correspondencia y los comentarios sobre esta norma experimental deben enviarse a la secretaría del Subcomité CEN/TC 250/SC 7, en la siguiente dirección:

NNI  
P.O.Box 5059  
NL-2600 GB Delft  
The Netherlands

o al Organismo Nacional de Normalización correspondiente.

NOTA NACIONAL – El Organismo Nacional de Normalización en España:

AENOR  
Génova, 6  
28004 MADRID  
Teléfono: 914326000  
Fax: 913104976

#### **0.4 Documento Nacional de Aplicación**

- (1) A la vista de la responsabilidad de las autoridades de los países miembros en temas de seguridad, salud y otros aspectos contemplados como requisitos básicos en la DPC, se ha asignado a ciertos coeficientes de seguridad incluidos en esta ENV unos valores indicativos, identificables mediante corchetes []. Se espera que las autoridades de cada país miembro asignen valores definitivos a dichos coeficientes.
- (2) Algunas de las normativas básicas, incluyendo aquellas que definen los valores de las acciones a ser tenidas en cuenta y las medidas requeridas para la protección contra el fuego, no estarán disponibles en el momento en que esta norma experimental se publique. Por tanto, se anticipa que cada Estado Miembro o su Organismo de Normalización publicará un Documento Nacional de Aplicación (NAD) que dé valores definitivos para los elementos de seguridad, referenciando normativas básicas sobre la aplicación de esta norma experimental. Esta norma experimental debería ser utilizada junto con el Documento Nacional de Aplicación válido en el país donde se vaya a construir la obra de edificación o de ingeniería civil.

#### **0.5 Cuestiones específicas de esta norma experimental**

- (1) El ámbito de aplicación del Eurocódigo 7 se define en 1.1.1 y el ámbito de aplicación de esta Parte del Eurocódigo 7 se define en 1.1.2. Otras partes adicionales previstas están indicadas en 1.1.3; éstas abarcarán tecnologías o aplicaciones adicionales y complementarán y suplementarán a la Parte 1.
- (2) Al emplear en la práctica esta norma experimental, se debe prestar especial atención a las hipótesis de partida y a las condiciones dadas en 1.3.
- (3) Los nueve capítulos de esta norma experimental se complementan con siete Anexos de carácter informativo.

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 Ámbito de aplicación

#### 1.1.1 Ámbito de aplicación del Eurocódigo 7

- (1)P Esta norma experimental es de aplicación a los aspectos geotécnicos del proyecto de obras de edificación y de ingeniería civil. Está dividida en varias partes separadas. Véanse apartados 1.1.2 y 1.1.3.
- (2)P Esta norma experimental se refiere a los requisitos de resistencia, estabilidad, servicio y durabilidad de las construcciones. Otros requisitos, por ejemplo aquellos que tratan del aislamiento térmico o sonoro, no se consideran.
- (3)P Esta norma experimental se usará junto con la ENV 1991-1 "Bases de Proyecto", del Eurocódigo 1 "Bases de Proyecto y Acciones sobre Estructuras", que establece los principios y requisitos de seguridad y servicio, describe las bases para el proyecto y su verificación, y marca las pautas para los aspectos relacionados con la seguridad estructural.
- (4)P Esta norma experimental establece las reglas para calcular las acciones que provengan del terreno, tales como los empujes de tierras. Los valores numéricos de las acciones sobre edificaciones y obras civiles, que se deben tener en cuenta en el Proyecto, se proporcionan en la ENV 1991, Eurocódigo 1, "Bases de Proyecto y Acciones sobre Estructuras", que es aplicable a los diferentes tipos de construcción.
- (5)P En esta norma experimental la ejecución de la obra se aborda con la extensión necesaria para indicar la calidad de los materiales de construcción y la de los productos que se deben usar, así como la calidad de realización de los trabajos que se requieren para cumplir los supuestos de las reglas de proyecto. Generalmente, las reglas relacionadas con la calidad de la ejecución se deben considerar como requisitos mínimos, que pueden ser ampliados para tipos particulares de edificaciones o de obra de ingeniería civil y para ciertos procedimientos de construcción.
- (6)P Esta norma experimental no contempla los requisitos especiales del proyecto sísmico. El Eurocódigo 8, "Recomendaciones de proyecto para la resistencia sísmica de estructuras", proporciona las reglas adicionales para el cálculo sísmico, que complementan o adaptan las reglas de esta norma experimental.

#### 1.1.2 Objeto de la ENV 1997-1

- (1)P Esta norma experimental proporciona las bases generales de los aspectos geotécnicos del proyecto de edificaciones y obras de ingeniería civil.
- (2)P Los siguientes capítulos constituyen la ENV 1997-1, Eurocódigo 7, "Proyecto geotécnico":
  - 1: Generalidades.
  - 2: Bases del Proyecto geotécnico.
  - 3: Datos geotécnicos.
  - 4: Supervisión de la construcción, del control y del mantenimiento.
  - 5: Rellenos, agotamiento, mejora y refuerzo del terreno.
  - 6: Cimentaciones superficiales.
  - 7: Cimentaciones por pilotes.
  - 8: Estructuras de contención.
  - 9: Terraplenes y taludes.

#### 1.1.3 Otras partes del Eurocódigo 7

- (1)P Esta norma experimental se completará con otras Partes posteriores, que complementarán o adaptarán sus reglas a aspectos particulares de las obras de edificación o de ingeniería civil especiales, a métodos especiales de construcción y a otros aspectos de proyecto que pudieran tener importancia práctica de índole general.



## 1.2 Normas para consulta

Esta norma europea experimental incorpora, con referencias fechadas o no, relaciones de otras normas. Estas normativas referenciadas se citan a lo largo del texto en el lugar adecuado según la lista de publicaciones siguiente. Para las referencias fechadas, las posteriores enmiendas o revisiones de cualquiera de estas publicaciones se aplicarán en esta norma experimental solo cuando sean incorporadas por medio de enmiendas o revisiones.

ISO 1000:1981 – *Unidades SI y Recomendaciones para el empleo de sus múltiplos y submúltiplos y de algunas otras unidades.*

ISO 3898:1987 – *Bases para el proyecto de estructuras. Notación. Símbolos generales.*

## 1.3 Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación

- (1)P Dependiendo del carácter de cada una de las cláusulas, en esta norma experimental se hace una distinción entre los Principios y las Reglas de Aplicación.
- (2)P Los Principios comprenden:
  - declaraciones generales y definiciones, para los cuales no hay alternativa;
  - así como también requisitos y modelos analíticos, para los cuales no se permite ninguna alternativa, a no ser que se especifique claramente.
- (3)P Los Principios están precedidos por la letra P.
- (4)P Las Reglas de Aplicación son ejemplos de criterios generalmente reconocidos, que obedecen los Principios y satisfacen sus requisitos.
- (5)P Está permitido utilizar unos criterios alternativos, diferentes de las Reglas de Aplicación dadas en este Eurocódigo, siempre que se demuestre que dichos criterios alternativos utilizados están de acuerdo con los Principios con los que se relacionan.

## 1.4 Hipótesis

- (1)P En el desarrollo posterior se aplican las siguientes hipótesis:
  - se han recogido, registrado e interpretado, los datos necesarios para el Proyecto;
  - las estructuras son proyectadas por personal cualificado y con experiencia en la materia;
  - existe coordinación adecuada entre el personal responsable de la toma de datos, del Proyecto y de la construcción;
  - existirá una supervisión adecuada y un control de calidad adecuado, tanto en fábrica como en obra;
  - la ejecución se llevará a cabo, de acuerdo a las normas existentes relacionadas con el tema, por personal que tenga una capacitación y experiencia apropiadas;
  - los materiales y productos de construcción se usarán de acuerdo con lo establecido en este Eurocódigo o en las especificaciones relativas a cada material o producto;
  - la estructura será conservada de forma adecuada;
  - la estructura se usará para el fin para el que fue proyectada.

## 1.5 Definiciones

### 1.5.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos

(1)P Los términos usados en común en todos los Eurocódigos se definen en la ENV 1991-1, "Bases del Proyecto".

### 1.5.2 Términos especiales utilizados en la ENV 1997-1

(1)P Los siguientes términos se usan en la ENV 1997-1 con los siguientes significados:

- **experiencia comparable:** Información bien documentada o especificada claramente, relacionada con el terreno que se está estudiando en el Proyecto, que trate de los mismos tipos de suelo y roca para los que se espera un comportamiento geotécnico similar, y que se refiera a estructuras similares. Se considera de especial interés la información procedente de la experiencia del lugar.
- **terreno:** suelo, roca o relleno existente en el lugar antes de la ejecución de las obras;
- **estructura:** es válida la definición dada en la ENV 1991-1, "Bases de Proyecto", incluyendo los rellenos colocados durante la ejecución de las obras.

## 1.6 Unidades del Sistema Internacional (S.I.)

(1)P Las unidades del Sistema Internacional se usarán de acuerdo con la Norma ISO 1000.

(2) Para los cálculos geotécnicos se recomiendan las siguientes unidades:

- |                                  |   |
|----------------------------------|---|
| – fuerza                         | kN, MN  |
| – momento                        | kN.m  |
| – densidad                       | kg/m <sup>3</sup> , Mg/m <sup>3</sup> , (t/m <sup>3</sup> ) |
| – peso unitario                  | KN/m <sup>3</sup>   |
| – tensión, presión y resistencia | KN/m <sup>2</sup> , (Kpa)                                   |
| – rigidez                        | MN/m <sup>2</sup> , (MPa)                                   |
| – coeficiente de permeabilidad   | m/s, (m/año)  |
| – coeficiente de consolidación   | m <sup>2</sup> /s, (m <sup>2</sup> /año)                    |

## 1.7 Símbolos comunes para todos los Eurocódigos

(1)P Los símbolos usados en común en todos los Eurocódigos se definen en la ENV 1991-1, "Bases de Proyecto".

## 1.8 Símbolos usados en el Eurocódigo 7

(1)P Se definen en las siguientes secciones los símbolos usados de forma corriente en la ENV 1997-1. El resto de los símbolos usados se definen en el lugar donde aparecen en el texto. La notación de los símbolos usados está basada en la Norma ISO 3898:1987.

### 1.8.1 Caracteres latinos en mayúsculas

$B$	anchura
$D$	diámetro
$F$	carga axil o transversal sobre pilotes
$H$	fuerza o acción horizontal
$K$	coeficiente de empuje de tierras
$N$	coeficiente de capacidad portante
$R$	resistencia vertical (en unidades de fuerza) de un elemento de cimentación
$V$	fuerza o acción vertical

### 1.8.2 Caracteres latinos en minúsculas

$a$	adherencia
$c'$	cohesión en términos de tensiones efectivas
$c_u$	resistencia al corte sin drenaje
$i$	gradiente hidráulico
$k$	permeabilidad
$q$	presión debida al peso de las tierras o de las sobrecargas
$s$	asiento
$u$	presión de agua en los poros, presión intersticial

### 1.8.3 Caracteres griegos en minúsculas

$\gamma$	peso unitario
$\delta$	ángulo de rozamiento entre terreno y estructura
$\sigma$	tensión normal total
$\sigma'$	tensión normal efectiva
$\tau$	tensión cortante, tensión tangencial
$\phi$	ángulo de rozamiento interno
$\phi'$	ángulo de rozamiento interno en tensiones efectivas

### 1.8.4 Subíndices

a	empuje activo de tierras
a	anclaje
b	punta de pilote
c	compresión
d	valor de proyecto
k	valor característico
p	empuje pasivo de tierras
s	fuste de pilote
t	tracción
t	total
tr	transversal
w	agua
o	Condición al reposo o inicial

## 2 CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS DE PROYECTO

### 2.1 Requisitos del Proyecto

- (1)P Las estructuras se deben proyectar de acuerdo con los principios de proyecto generales dados en la ENV 1991-1, "Bases de Proyecto".
- (2)P Con el fin de establecer los requisitos mínimos acerca de la extensión y calidad de los reconocimientos geotécnicos, y de los cálculos y controles de la construcción, es necesario identificar la complejidad de cada Proyecto junto con los riesgos para vidas y bienes. En concreto, se diferenciarán entre:
- estructuras simples y ligeras y pequeñas obras de tierra, para las que es posible asegurar que se cumplirán los requisitos fundamentales en base a la experiencia y a unas investigaciones geotécnicas cualitativas, con riesgo despreciable para la propiedad y la vida;
  - otras estructuras geotécnicas.
- (3) Para proyectos de poca complejidad geotécnica y pequeño riesgo, tal como han sido definidos anteriormente, son aceptables los procedimientos simplificados de proyecto.
- (4)P Se deben tener en cuenta los factores siguientes en la determinación de los condicionantes geotécnicos del Proyecto:
- naturaleza y tamaño de la estructura y sus elementos, incluyendo cualquier requisito especial;
  - condiciones relativas a su entorno (estructuras vecinas, tráfico, servicios, vegetación, sustancias químicas peligrosas, etc.);
  - condiciones del terreno;
  - situación del agua subterránea;
  - sismicidad regional;
  - influencia del medio ambiente (hidrología, agua superficial, subsidencia, variaciones estacionales de humedad).
- (5) A fin de establecer los requisitos en el proyecto geotécnico, se deben definir tres Categorías Geotécnicas: 1, 2 y 3.

La clasificación preliminar de una estructura en una categoría geotécnica deberá realizarse previamente a la realización de los reconocimientos geotécnicos. Esta categoría puede ser redefinida posteriormente. La categoría debería ser comprobada y en su caso eventualmente cambiada en cada etapa del proyecto y del proceso constructivo.

Los distintos aspectos de diseño de un proyecto podrían requerir ser tratados según diferentes categorías geotécnicas. No es necesario tratar todo el proyecto de acuerdo con la más alta de estas categorías.

Los procedimientos de categorías superiores se podrían usar para justificar proyectos más económicos, o cuando el proyectista los considere apropiados.

#### Categoría Geotécnica 1

Esta categoría solamente incluye estructuras pequeñas y relativamente simples, para las cuales es posible asegurar que los requisitos fundamentales se cumplirán en base a la experiencia y a investigaciones geotécnicas cualitativas, resultando un riesgo despreciable para las personas y bienes.

Los procedimientos de la Categoría 1 serán suficientes solamente cuando las condiciones del terreno sean conocidas mediante experiencias comparables suficientemente directas, de forma que se pueden usar los métodos de rutina en el proyecto de cimentaciones y su construcción.

Los procedimientos de la Categoría 1 sólo serán suficientes si no hay excavación por debajo del nivel freático o si la experiencia local contrastable indica que la excavación propuesta por debajo del nivel freático no presentará problemas.

Los siguientes son ejemplos de estructuras o partes de estructuras que pertenecerían a la Categoría Geotécnica 1:

- almacenes de 1 ó 2 alturas y edificaciones destinadas a la agricultura con una carga máxima de proyecto por pilar de 250 kN y de 100 kN/m en muros, cimentados de forma convencional por zapatas y pilotes;
- muros de contención y entibaciones de excavaciones, en los que la diferencia entre los niveles del terreno no sobrepase los 2 m;
- excavaciones pequeñas para obras de drenaje, alojamiento de tuberías, etc.

### **Categoría Geotécnica 2**

Esta categoría incluye los tipos comunes de estructuras y cimentaciones sin riesgos anormales o condiciones inusuales o excepcionalmente difíciles del terreno o de las cargas. Las estructuras de la Categoría Geotécnica 2 requieren datos y análisis geotécnicos cuantitativos para asegurar que se cumplen los requisitos fundamentales, aunque pueden usarse métodos de rutina para los ensayos de campo y de laboratorio, así como para el proyecto y ejecución.

Los siguientes son ejemplos de estructuras o partes de estructuras pertenecientes a la Categoría Geotécnica 2:

Tipos comunes de:

- cimentaciones superficiales;
- cimentaciones de losa de hormigón armado;
- cimentaciones de pilotes;
- muros y otras estructuras de contención o sostenimiento de suelo o agua;
- excavaciones;
- pilas y estribos de puentes;
- terraplenes y obras de tierra;
- anclajes y otros sistemas de fijación;
- túneles en roca dura, no fracturada, y no sujetos a condiciones especiales de estanquidad u otros requisitos.

### **Categoría Geotécnica 3**

Esta categoría incluye estructuras o partes de estructuras que no están dentro de los límites de las Categorías Geotécnicas 1 y 2.

La Categoría Geotécnica 3 comprende por tanto estructuras muy grandes o inusuales, estructuras que suponen riesgos anormales, o condiciones del terreno o de carga inusuales o excepcionalmente difíciles y estructuras en zonas de alta sismicidad.

- (6)P Para cada situación del cálculo geotécnico aplicado al proyecto, se debe verificar que no se ha excedido su estado límite relevante.

(7) Estos requisitos del proyecto se pueden cumplir mediante los cuatro métodos siguientes:

- el empleo de los cálculos descritos en 2.4,
- la adopción de medidas prescriptivas, como se describen en 2.5,
- modelos experimentales y ensayos de carga, según se describe en 2.6,
- un método observacional, según se describe en 2.7.

Estos cuatro métodos pueden usarse combinados. En la práctica, la experiencia indicará frecuentemente qué tipo de estado límite gobernará el proyecto, con lo que se puede verificar que no se produce ninguno de los otros estados límite mediante una comprobación simplificada de los mismos.

(8)P Se debe tener en cuenta la interacción entre el terreno y la estructura.

(9) Debería tenerse en cuenta la compatibilidad de deformaciones de los materiales implicados en un estado límite, especialmente para aquellos materiales que son frágiles o presentan pérdida de resistencia por deformación. Son ejemplos el hormigón pretensado, los suelos granulares densos, los suelos cementados, y las arcillas que muestren baja resistencia residual. Podría ser necesario un análisis detallado, que tenga en cuenta la rigidez relativa de la estructura y el terreno, en aquellos casos en que pudiera producirse una rotura combinada de partes estructurales y del terreno. Son ejemplos las losas de cimentación, los pilotes cargados lateralmente y los muros de contención flexibles.

(10)P Los edificios se deben proteger de la penetración de agua subterránea o de la transmisión de vapores o gases a las superficies interiores.

(11)P Cuando sea posible, los resultados del proyecto deben ser contrastados con una experiencia correlacionable.

## 2.2 Información previa de proyecto

(1)P En un proyecto la información previa debe incluir, detalladamente, los siguientes aspectos, si son procedentes:

- la idoneidad general del terreno sobre el que se va a situar la estructura;
- la disposición y clasificación de las distintas zonas de suelo, roca y elementos de construcción, que están involucrados en el modelo de cálculo;
- las alternancias de estratos duros y blandos;
- el buzamiento de los estratos;
- las fallas, juntas y fisuras;
- las explotaciones mineras, galerías u otras estructuras enterradas;
- las cavidades formadas por disolución, tales como huecos poco profundos, fisuras rellenas por un material blando y procesos de disolución activos;
- las acciones, sus combinaciones y los casos de carga;
- la naturaleza del entorno en el que se va a situar la obra, que incluye:
  - los efectos de socavación, erosión o excavación que conlleven cambios en la geometría de la superficie del terreno;
  - los efectos de corrosión química;
  - los efectos producidos por las acciones climáticas;
  - los efectos de la helada;
  - las variaciones de los niveles del agua subterránea, incluyendo los efectos de los agotamientos, posibles flujos, roturas de los sistemas de drenaje, etc.;
- la presencia de gases procedentes del terreno;

- otros efectos producidos por el paso del tiempo y las condiciones ambientales en la resistencia;
- la subsidencia debida a la minería o a otras causas;
- la tolerancia de la estructura frente a las deformaciones;
- el efecto de la estructura nueva sobre las estructuras o servicios preexistentes.

### **2.3 Durabilidad**

- (1)P En el proyecto las condiciones medioambientales internas y externas deben ser estimadas para evaluar su influencia en relación con la durabilidad de la construcción y para permitir hacer previsiones sobre la protección o sobre la resistencia adecuada de los materiales.
- (2) En el diseño, al considerar la durabilidad de los materiales usados en el terreno, se debería tener en cuenta los siguientes aspectos:
- para el hormigón: los agentes agresivos, como medios ácidos o sales sulfatadas, en el agua del terreno;
  - para el acero: los ataques químicos en aquellos lugares en que los elementos de cimentación están enterrados en un terreno suficientemente permeable para permitir la percolación del agua subterránea y del oxígeno; la corrosión de las caras de las pantallas de tablestacas expuestas a la acción del agua libre, particularmente en la zona media del nivel freático; el ataque corrosivo de tipo picadura al acero embebido en hormigón fisurado o poroso, particularmente en el caso del acero laminado cuando las costras del laminado, actuando como cátodo, favorecen la acción electrolítica, con la superficie libre de cascarilla actuando como ánodo;
  - para la madera: los hongos y bacterias aeróbicas en presencia de oxígeno;
  - para los materiales sintéticos: los efectos del envejecimiento debido a la exposición a los rayos ultravioleta o a la degradación por causa del ozono o a la combinación de los efectos de temperatura y tensión, y a los efectos secundarios causados por degradación química.

### **2.4 Método de proyecto mediante cálculos geotécnicos**

#### **2.4.1 Introducción**

- (1) El proyecto basado en cálculos geotécnicos debe estar de acuerdo con el capítulo 9, "Verificación mediante el método de los coeficientes parciales", de la ENV 1991-1 del Eurocódigo 1, "Bases de Proyecto". Este método requiere:
- los modelos de cálculo;
  - las acciones, que pueden ser tanto las cargas como los desplazamientos impuestos;
  - las propiedades de los suelos, rocas y otros materiales;
  - los datos geométricos;
  - los valores límites de deformación, apertura de las grietas, vibraciones, etc.
- (2) En geotecnia, el conocimiento de las condiciones del terreno depende de la extensión y calidad de los reconocimientos geotécnicos realizados. Este conocimiento y el control de calidad de la realización de los trabajos son más importantes para satisfacer las exigencias fundamentales que la precisión de los modelos de cálculo y de los coeficientes parciales de seguridad.
- (3)P El modelo de cálculo debe definir el comportamiento del terreno en el estado límite que se esté considerando.

- (4) Esta metodología permite comprobar fácilmente los estados límite que impliquen la formación de un mecanismo de rotura en el terreno. Si se sigue esta metodología, para analizar estados límite definidos por deformaciones, dichas deformaciones deben ser calculadas o estimadas de alguna otra manera.
- (5)P Los modelos de cálculo deben consistir en:
- un método de análisis, basado frecuentemente en un modelo analítico que introduce simplificaciones;
  - un procedimiento de corrección de los resultados del análisis, para asegurar que los resultados del modelo de cálculo del proyecto, si fuera necesario, son precisos o en todo caso estén del lado de la seguridad.
- (6) La modificación de los resultados del análisis deben tener en cuenta los siguientes factores:
- el rango de incertidumbre de los resultados del método de análisis en el que se basa el modelo de cálculo del proyecto,
  - cualquier error sistemático que se sepa o detecte está asociado al método de análisis.
- (7)P Cuando no haya un modelo de cálculo fidedigno, disponible para un estado límite específico, el análisis de otros estados límite debe realizarse usando factores que aseguren que el estado límite en cuestión es suficientemente improbable.
- (8)P Siempre que sea posible, el modelo de cálculo deberá correlacionarse con observaciones de campo de proyectos previos, ensayos en modelo o análisis más fidedignos.
- (9) El modelo de cálculo podría consistir en una relación empírica entre los resultados de los ensayos y los requisitos de proyecto, utilizada en lugar de un modelo analítico. En este caso, la relación empírica deberá estar claramente establecida para las condiciones del terreno correspondientes al proyecto estudiado.

#### **2.4.2 Acciones en la geotecnia aplicada al proyecto**

- (1)P Para cualquier cálculo los valores de las acciones son cantidades conocidas. Las acciones no son incógnitas del modelo de cálculo.
- (2)P Antes de realizar cualquier cálculo, el proyectista debe elegir las fuerzas y los desplazamientos impuestos que serán tratados como acciones en ese cálculo. Algunas fuerzas y desplazamientos impuestos deberán ser considerados como acciones en ciertos cálculos y no en otros. El rozamiento negativo y el empuje de tierras son ejemplos de este tipo de fuerzas.
- (3) Para el caso de las cargas transmitidas a las cimentaciones por las estructuras, podría ser necesario realizar un análisis de interacción suelo-estructura para determinar las acciones a adoptar en el proyecto de la cimentación.
- (4)P Los siguientes factores deben considerarse para su inclusión como acciones en el cálculo geotécnico:
- los pesos del suelo, de las rocas y del agua;
  - las tensiones *in situ* del terreno;
  - las presiones del agua libre;
  - las presiones del agua subterránea;
  - las fuerzas de filtración;
  - las cargas muertas, impuestas y ambientales de las estructuras;
  - las sobrecargas;
  - las fuerzas de atraque;
  - la eliminación de cargas o las excavaciones;
  - las cargas de tráfico;



- los movimientos causados por la minería;
  - los hinchamientos y retracciones causados por la vegetación, el clima o los cambios de humedad;
  - los movimientos debidos a reptaciones o deslizamientos de masas de suelo;
  - los movimientos debidos a degradación, descomposición, autocompactación y disolución;
  - los movimientos y aceleraciones generados por terremotos, explosiones, vibraciones y cargas dinámicas;
  - los efectos de la temperatura, incluyendo el hinchamiento causado por la helada;
  - los empujes y cargas del hielo;
  - las cargas de tesado o precompresión transmitidas por los anclajes o en los codales.
- (5)P La duración de las acciones deberá tenerse en cuenta en relación con los efectos que tiene el tiempo en las propiedades del suelo, especialmente en las características drenantes y en la compresibilidad de los suelos de grano fino.
- (6)P Las acciones que se aplican repetidas veces y aquellas de intensidad variable deberán ser identificadas para su especial consideración en relación con los movimientos diferidos, licuefacción de suelos, cambios de la rigidez del terreno, etc.
- (7)P Se deberán identificar aquellas acciones que son aplicadas cíclicamente a alta frecuencia, para tenerlas en cuenta especialmente en relación con los efectos dinámicos.
- (8)P Se debe prestar especial atención a la evaluación de la seguridad de las estructuras enterradas en las que las fuerzas predominantes sean las hidrostáticas. Esto es debido al hecho de que las deformaciones, las fisuraciones y las variaciones de permeabilidad, con un riesgo inherente de erosión, pueden dar lugar a cambios en el nivel freático que podrían ser de importancia vital para la seguridad.
- (9)P Se deben considerar los factores siguientes por su influencia en las presiones de agua:
- el nivel de la superficie de agua libre o del nivel freático;
  - los efectos favorables o desfavorables del drenaje, tanto natural como artificial, teniendo en cuenta su mantenimiento futuro;
  - el aporte de agua por la lluvia, inundaciones (inundación), (rotura de conducciones), fugas de agua u otros elementos;
  - los cambios de presión de agua debidos al crecimiento o eliminación de la vegetación;
- (10)P Para estados límite de consecuencias graves (generalmente estados límite últimos), los valores de proyecto de las presiones de agua y las fuerzas de filtración serán los más desfavorables que puedan producirse en circunstancias extremas. En caso de estados límite con consecuencias menos graves (generalmente estados límite en condiciones de servicio), los valores de proyecto serán los más desfavorables en condiciones normales.
- (11) El riesgo de niveles de agua desfavorables puede ser causado por cambios en la cuenca de captación y posibles fallos del drenaje (debidos a obstrucciones o heladas), etc.
- A menos que se pueda demostrar que el sistema de drenaje es adecuado y que su mantenimiento está asegurado, será necesario, de forma habitual, suponer que el nivel freático puede alcanzar el nivel del terreno en circunstancias extremas. En algunos casos, esto puede considerarse como una acción transitoria.
- (12)P El diseño debe verificarse para cada uno de los tres casos, A, B y C, por separado, según sean de aplicación.
- (13) Los casos A, B y C han sido introducidos para asegurar la estabilidad y la resistencia adecuada en la estructura y en el terreno, de acuerdo con la Tabla 9.2 de la ENV 1991-1, del Eurocódigo 1, "Bases de Proyecto".

- (14)P Los valores de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones permanentes y variables, dados en la Tabla 2.1, se utilizarán generalmente para la verificación de los estados límite últimos de los tipos comunes de estructuras y cimentaciones en situaciones permanentes y transitorias. Se deberán considerar valores más altos en casos de riesgo anormalmente alto o condiciones del terreno o de carga excepcionalmente difíciles. Se podrían utilizar valores más bajos para estructuras provisionales o situaciones transitorias, siempre que se pueda justificar tras considerar las posibles consecuencias. En el caso de situaciones accidentales, todos los valores numéricos de los coeficientes parciales de las acciones se tomarán igual a [1.0].

**Tabla 2.1**  
**Coeficientes parciales - estados límite últimos en situaciones permanentes y transitorias**

Caso	Acciones			Propiedades del terreno			
	Permanentes		Variables	$\tan \phi$	$c'$	$c_u$	$q_u^{1)}$
	Desfavorable	Favorable	Desfavorable				
Caso A	[1.00]	[0.95]	[1.50]	[1.1]	[1.3]	[1.2]	[1.2]
Caso B	[1.35]	[1.00]	[1.50]	[1.0]	[1.0]	[1.0]	[1.0]
Caso C	[1.00]	[1.00]	[1.30]	[1.25]	[1.6]	[1.4]	[1.4]
1) Resistencia a compresión del suelo o roca.							

- (15) Para las propiedades del terreno, se deben utilizar diferentes coeficientes parciales en los casos A, B y C; (véase apartado 2.4.3 y Tabla 2.1).

Cuando esté claro que uno de los tres casos es el más crítico para el proyecto, no será necesario llevar a cabo los cálculos de los otros casos. Sin embargo, diferentes casos pueden ser críticos para distintos aspectos de un proyecto.

En esta norma experimental, el Caso A es sólo relevante para problemas de subpresión, en los que las fuerzas hidrostáticas constituyen la acción desfavorable principal. Los valores dados en la Tabla 2.1 son sólo válidos para esas situaciones. Para los problemas de subpresión, en lugar de fijar valores más altos de los coeficientes de mayoración, frecuentemente es más apropiado utilizar una solución estructural (dispositivos de limitación de subida del nivel freático, por ejemplo), asociada a valores de los coeficientes parciales próximos a la unidad, que fijar valores más altos de los coeficientes de mayoración.

El Caso B es frecuentemente crítico en el proyecto de la resistencia de los elementos estructurales pertenecientes a las cimentaciones o estructuras de contención. En aquellos casos en los que no esté involucrada la resistencia de los materiales estructurales, el Caso B es irrelevante.

El Caso C es generalmente crítico en aquellos casos, como los problemas de estabilidad de taludes, en los que no está involucrada la resistencia de elementos estructurales. El Caso C es frecuentemente crítico en el dimensionamiento de los elementos estructurales pertenecientes a las cimentaciones o estructuras de contención y, a veces, en la resistencia de los elementos estructurales. Cuando la resistencia del terreno no está involucrada en la verificación, el Caso C es irrelevante.

Las resistencias de proyecto de los materiales estructurales y las del terreno pueden no ser movilizadas al tiempo en cada caso.

En el cálculo estructural de elementos como zapatas, pilotes, muros de contención, etc., puede introducirse un coeficiente correspondiente al modelo de cálculo,  $\gamma_{sd}$ , cuando sea necesario.

- (16)P Las acciones permanentes deben incluir el peso de los componentes estructurales y no estructurales, así como aquellas acciones causadas por el terreno, el agua freática y el agua libre.

- (17) En el cálculo de empujes de tierras, para el Caso B, los coeficientes parciales dados en la Tabla 2.1 se aplican a los empujes de tierras característicos. Los empujes de tierras característicos incluyen las presiones de agua características junto con las tensiones admisibles en relación con las propiedades del terreno y las cargas superficiales características.

Todos los empujes de tierras característicos permanentes, a ambos lados del muro, se multiplican por [1.35] si la acción resultante total es desfavorable y por [1.00] si la acción resultante total es favorable. Por tanto, todos los empujes de tierras característicos se tratan como si derivasen de una única fuente, según se define en la ENV 1991-1.

En algunas situaciones, la aplicación de coeficientes parciales a los empujes de tierras característicos puede conducir a valores de proyecto que no son razonables o son incluso físicamente imposibles. En estas situaciones, los coeficientes parciales para las acciones dados en la Tabla 2.1 pueden ser tratados como coeficientes del modelo de cálculo. Entonces se aplican directamente a los efectos de la acción (p.e., fuerzas estructurales internas y momentos flectores) derivados de los empujes de tierras característicos.

En el cálculo de los empujes de tierras de proyecto, para el Caso C, los coeficientes parciales dados en la Tabla 2.1 se aplican a la resistencia característica del terreno y a las cargas superficiales características.

- 18(P) Para la verificación de los estados límite de servicio, se deberán usar factores de seguridad parciales de valor unidad para todas las acciones variables y permanentes, excepto en los casos en que se especifique de otro modo.
- 19(P) Los valores de proyecto de las acciones debidas al terreno y al agua freática pueden también deducirse por otros métodos distintos de los coeficientes parciales. Los coeficientes parciales que se muestran en la Tabla 2.1 indican el nivel de seguridad que se considera apropiado para proyectos comunes en la mayoría de las circunstancias. Éstos deben emplearse como una base de referencia del nivel de seguridad requerido cuando no se emplee el método de los coeficientes parciales.
- (20) Cuando los valores de proyecto para cálculos en el estado límite último se establezcan directamente, deben ser seleccionados de forma que el valor más pésimo sea extremadamente difícil que provoque dicho estado límite.

La asignación directa de los valores de proyecto es apropiada en particular para acciones o combinaciones de acciones en las que los valores obtenidos utilizando la Tabla 2.1 sean claramente imposibles.

### 2.4.3 Propiedades del terreno

- (1P) Los valores de proyecto de las propiedades del terreno,  $X_d$ , se deben evaluar directamente u obtener a partir de los valores característicos,  $X_k$ , usando la ecuación:

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (2.1)$$

donde

$\gamma_m$  es el coeficiente de seguridad de la propiedad correspondiente del terreno.

- (2P) La selección de los valores característicos de las propiedades de los suelos y las rocas se debe basar en los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo. Se deben tener en cuenta las diferencias entre las propiedades medidas en los ensayos y las del suelo y roca que realmente gobiernan el comportamiento de la construcción, debidas a factores como los siguientes:
- presencia de fisuras, que pueden jugar distintos papeles en los ensayos y en la estructura geotécnica;
  - efectos del tiempo;
  - la fragilidad o ductilidad del suelo y la roca ensayados.
- (3) Se debe aplicar un factor de conversión cuando sea necesario convertir los datos de ensayos de laboratorio y de campo en valores que pueda suponerse que representan el comportamiento del suelo y la roca en el terreno.

- (4)P La selección de los valores característicos de las propiedades del suelo y de las rocas debe tener en cuenta los siguientes factores:
- información geológica y general, como datos obtenidos de proyectos previos;
  - la variabilidad de los valores de las propiedades estudiadas;
  - la extensión de la zona del terreno que gobierna el comportamiento de la estructura en el estado límite considerado;
  - la influencia de la puesta en obra en suelos colocados artificialmente o mejorados;
  - el efecto de las actividades de construcción sobre las propiedades del terreno.

- (5)P El valor característico de los parámetros del suelo o de la roca debe seleccionarse mediante una estimación prudente del valor que cause la aparición del estado límite.

- (6) La extensión de la zona del terreno que gobierna el comportamiento de una estructura en el estado límite, normalmente es mucho mayor que la extensión de la zona de ensayo en un suelo o roca, y consecuentemente el parámetro principal es un valor medio de una cierta superficie o volumen del terreno. El valor característico es una estimación prudente de este valor medio.

La zona de terreno involucrada puede también depender del comportamiento de la estructura soportada. Por ejemplo, cuando se considere un estado límite de capacidad portante de una edificación cimentada sobre varias zapatas, el parámetro determinante del comportamiento, si la edificación es incapaz de resistir un fallo local, es la resistencia media de cada zona individual del terreno bajo las zapatas. Sin embargo, si el edificio es rígido y suficientemente resistente, el parámetro principal gobernante debe ser la media de los valores medios obtenidos en toda la zona del terreno bajo el edificio o parte de ésta.

Se pueden emplear métodos estadísticos en la selección de los valores característicos de las propiedades del terreno. Estos métodos deberían permitir un conocimiento a priori de experiencias correlacionables sobre las propiedades del terreno a tener en cuenta, por ejemplo mediante los métodos estadísticos bayesianos.

Si se utilizan métodos estadísticos, el valor característico habría de obtenerse de tal modo que la probabilidad calculada de un valor peor que controle la aparición del estado límite no sea mayor del 5%.

- (7)P Los valores característicos pueden ser valores inferiores o superiores a los valores más probables. Para cada cálculo se debe usar la combinación más desfavorable de valores inferiores y superiores para los parámetros independientes.
- (8)P La selección de los valores característicos debe tener en cuenta las incertidumbres en los datos geométricos y en el modelo de cálculo, a menos que se incorporen directamente o dentro del modelo de cálculo.
- (9)P Para la verificación de las situaciones permanentes y transitorias de los estados límite últimos, los valores numéricos de los coeficientes parciales de las propiedades del terreno dados en la Tabla 2.1 para los casos A, B y C son apropiados, generalmente, cuando se usan con los factores parciales de las acciones, para los mismos casos de situaciones de proyecto comunes. Para situaciones accidentales, todos los valores numéricos de los coeficientes parciales se deben tomar igual a [1,0].
- (10)P Para estados límite últimos en los que la resistencia del terreno actúa de manera desfavorable, el valor de  $\gamma_m$  adoptado debe ser menor que [1,0].
- (11) Se debe tener en cuenta el grado de movilización de la resistencia del suelo en el estado límite mediante la adopción de valores de proyecto que sean menores que los valores característicos superiores divididos por factores  $\gamma_m$  menores que [1,0].
- (12)P Los coeficientes parciales para la resistencia de un pilote o de un anclaje, determinados en base a los parámetros de resistencia del suelo, a las fórmulas de hincas de pilotes o a los ensayos de carga, o a los ensayos sobre anclajes, se dan en los capítulos 7 y 8.

- (13)P Para los estados límites de servicio, todos los valores de  $\gamma_m$  son iguales a [1,0].
- (14)P Los valores de proyecto de las propiedades del terreno pueden también deducirse mediante otros métodos distintos a la utilización de los coeficientes parciales. Los coeficientes parciales seleccionados en la Tabla 2.1 indican el nivel de seguridad considerado apropiado para los proyectos comunes. Deben utilizarse como una base de referencia del nivel de seguridad requerido cuando el método de los coeficientes parciales no es utilizado.
- (15) Cuando los valores de proyecto para los cálculos de un estado límite último se determinen directamente, deben ser seleccionados de manera que un valor más desfavorable sea extremadamente improbable que lleve a alcanzar el estado límite.

#### **2.4.4 Resistencia de proyecto de los materiales estructurales**

- (1)P Las propiedades de resistencia de proyecto de los materiales estructurales y la resistencia de proyecto de los elementos estructurales se calcularán de acuerdo con las ENV 1992 a 1996 y 1999.

#### **2.4.5 Datos geométricos**

- (1)P Los datos geométricos incluyen el nivel y pendiente de la superficie del terreno, los niveles freáticos, los niveles de los contactos entre los estratos, los niveles de excavación, la forma de la cimentación, etc.
- (2)P En aquellos casos en que las variaciones de los datos geométricos no sean importantes, éstas deben tenerse en cuenta en la selección de los valores de proyecto de las propiedades de los materiales o de las acciones. En otros casos, es recomendable generalmente tener en cuenta estas incertidumbres directamente.
- (3)P Para estados límites de consecuencias graves, los valores de proyecto de los datos geométricos deben representar los valores más desfavorables que pueden producirse en la práctica.

#### **2.4.6 Valores límites de los movimientos**

- (1)P El valor límite de una deformación particular es aquel para el cual es posible que se produzca un estado límite último o de servicio.
- (2)P En el proyecto de cimentaciones se deben establecer los valores límite de sus movimientos.
- (3) Los componentes de los movimientos de la cimentación que deben ser considerados incluyen asientos, asientos relativos (o diferenciales), inclinación, giros relativos, rotaciones relativas, desplazamientos horizontales y vibraciones.
- (4)P Los valores de proyecto de los movimientos límite deben fijarse de común acuerdo con el proyectista de la estructura soportada por el terreno.
- (5)P En la selección de los valores de proyecto de los movimientos límite deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:
- la confianza con que se pueden especificar los valores aceptables de los movimientos;
  - el tipo de estructura,
  - el tipo de material de construcción;
  - el tipo de cimentación;
  - el tipo de terreno;
  - el modo de deformación;
  - el uso propuesto para la estructura.
- (6)P Los asientos diferenciales y los giros relativos de las cimentaciones deben ser estimados para asegurar que no producirán la aparición de un estado límite último o de servicio, como agrietamientos inaceptables o desencajamiento de puertas, en la estructura soportada.

- (7) Los giros relativos máximos admisibles para pórticos libres, pórticos arriostrados y muros de carga o muros continuos de ladrillo no es probable que sean los mismos, pero probablemente estarán en un rango entre 1/2 000 y 1/300 para evitar que se produzca un estado límite de servicio en la estructura. Un giro relativo máximo de 1/500 es aceptable para muchas estructuras. El valor del giro relativo que causaría un estado límite último estaría alrededor de 1/150.

Para estructuras normales con cimentaciones aisladas, unos asentos totales de hasta 50 mm y asentos diferenciales entre pilares de hasta 20 mm son, con frecuencia, aceptables. Unos asentos totales y diferenciales mayores podrían ser aceptables si los giros relativos producidos permanecen dentro de límites aceptables y si los asentos totales no causan problemas a los servicios ligados a la estructura o producen inclinaciones inadmisibles, etc.

Las pautas anteriores relativas a asentos límites se aplican a estructuras normales. No deben aplicarse a edificios o estructuras fuera de lo corriente o en las que las cargas sea de distribución claramente no uniforme.

- (8)P Los cálculos de los asentos diferenciales deben tener en cuenta:
- las variaciones aleatorias o sistemáticas en las propiedades del terreno;
  - la distribución de las cargas;
  - el método constructivo;
  - la rigidez de la estructura.
- (9) Para la mayor parte de los tipos de terreno, incluyendo aluviales, limos, loess, rellenos, turbas y suelos residuales, se debe considerar la posibilidad de que una componente del asiento diferencial sea debida a la variación de las propiedades del terreno en el emplazamiento de la obra.

## **2.5 Diseño mediante medidas prescriptivas**

- (1)P En aquellas situaciones en las que no se disponga de modelos de cálculo o éstos sean innecesarios, la aparición de estados límite puede evitarse mediante el uso de medidas prescriptivas. Estas incluyen detalles convencionales y generalmente conservadores en el proyecto, y una atención a la especificación y control de materiales, a la calidad de ejecución, así como a los procedimientos de protección y mantenimiento.
- (2) Se puede proyectar con medidas prescriptivas cuando la experiencia comparable, tal como ha sido definida en 1.4.2(1)P, haga innecesarios los cálculos de proyecto. También se puede usar para asegurar la durabilidad frente a la acción de la helada o al ataque biológico, para los cuales los cálculos directos no son apropiados generalmente.

## **2.6 Ensayos de carga y ensayos con modelos experimentales**

- (1)P Los resultados de los ensayos de carga o en modelo pueden utilizarse para justificar un proyecto, siempre que se consideren los siguientes aspectos:
- las diferencias entre las condiciones del terreno en el ensayo y en la construcción real;
  - los efectos del tiempo, especialmente si la duración del ensayo es mucho menor que la duración del proceso de carga de la construcción real;
  - los efectos de escala, especialmente si se han utilizado modelos reducidos. El efecto de los niveles de tensiones deberá ser considerado, junto con los efectos del tamaño de las partículas.
- (2) Los ensayos deben realizarse con una muestra de la construcción real o con modelos a escala real o reducida.

## 2.7 El método de observación

- (1)P Debido a que la predicción del comportamiento geotécnico es frecuentemente difícil, a veces es apropiado utilizar un método conocido como "método de observación", en el que el proyecto es revisado durante la construcción. Cuando se utiliza este enfoque, se deben cumplir los siguientes requisitos antes del comienzo de la construcción:
- se deben establecer los límites admisibles de comportamiento;
  - el rango de posibles comportamientos debe ser evaluado y debe demostrarse que hay una probabilidad aceptable de que el comportamiento real esté dentro de los límites aceptables;
  - se debe establecer un programa de instrumentación que demuestre que el comportamiento real se encuentra dentro de los límites aceptables. La instrumentación debe registrar dicho comportamiento con claridad y con la suficiente antelación, así como a intervalos suficientemente cortos que permitan adoptar con éxito las medidas de contingencia requeridas. El tiempo de respuesta de los instrumentos y los procedimientos de análisis de los resultados deben ser suficientemente rápidos en relación con la posible evolución del sistema;
  - se debe proyectar un plan de actuación para el caso de que la instrumentación demuestre que el comportamiento está fuera de los límites aceptables.
- (2)P Durante la construcción, la instrumentación se debe llevar a cabo como estaba planificada, siendo ésta ampliada o sustituida en los casos en que sea necesario. Los resultados de la instrumentación se deben evaluar en las fases apropiadas y las actuaciones de contingencia planificadas deberán aplicarse si llega a ser necesario.

## 2.8 El Informe Geotécnico de Proyecto

- (1)P Las hipótesis, los datos, los cálculos y los resultados de la verificación de seguridad y servicio se deben registrar en el Informe Geotécnico de Proyecto.
- (2) El nivel de detalle del Informe Geotécnico de Proyecto variará grandemente dependiendo del tipo de proyecto. Para proyectos sencillos, puede ser suficiente que su extensión se ajuste a la de una simple hoja de papel. El informe debería incluir normalmente los siguientes aspectos, con referencias al Informe de Investigaciones del Terreno (véase 3.4) y a otros documentos que contengan más detalles:
- descripción del emplazamiento y sus alrededores;
  - descripción de las condiciones del terreno;
  - descripción de la obra propuesta, incluyendo las acciones;
  - valores de proyecto de las propiedades del suelo y las rocas, incluyendo su justificación cuando sea apropiado;
  - referencias de códigos y normas aplicadas;
  - referencias del nivel de riesgo aceptable;
  - cálculos geotécnicos y planos;
  - un resumen de aquellos aspectos que deben ser comprobados durante la construcción o del mantenimiento requerido o de la instrumentación.
- (3)P El Informe Geotécnico de Proyecto debe incluir un plan de supervisión e instrumentación, cuando sea apropiado. Se deben identificar claramente en el Informe aquellos aspectos o elementos que requieran ser comprobados durante la construcción o que necesiten mantenimiento después de ésta. Cuando las comprobaciones requeridas se realicen durante la construcción, deben ser recogidas en un anexo al Informe.

- (4) En relación con la supervisión e instrumentación, el Informe Geotécnico de Proyecto habría de establecer:
- el objetivo de cada serie de observaciones o medidas;
  - las partes de la estructura que van a ser instrumentadas y las etapas en que se van a realizar las observaciones;
  - la frecuencia con que se van a tomar las lecturas;
  - la forma en que se van a evaluar los resultados;
  - el rango de valores dentro del cual se van a considerar los resultados;
  - el período de tiempo durante el cual la instrumentación va a seguir funcionando una vez finalizada la construcción;
  - los responsables de hacer las medidas y observaciones, de interpretar los resultados obtenidos y de comprobar y mantener los instrumentos.
- (5)P Se debe facilitar al propietario/cliente un extracto del Informe Geotécnico de Proyecto que contenga la supervisión, la instrumentación y los requisitos de mantenimiento de la estructura completa.



### **3 DATOS GEOTÉCNICOS**

#### **3.1 Generalidades**

- (1)P Se debe hacer siempre una cuidadosa recogida, registro e interpretación de la información geotécnica. Esta información debe incluir geología, morfología, sismicidad, hidrología e historia del emplazamiento. Asimismo, se deben tener en cuenta aquellas informaciones referentes a la variabilidad del terreno.
- (2)P Las investigaciones geotécnicas deben planificarse teniendo en cuenta la construcción y los requisitos de comportamiento de la estructura propuesta. El alcance de las investigaciones geotécnicas debe revisarse continuamente a medida que se obtenga nueva información durante la ejecución de la obra.
- (3)P Las investigaciones de campo y los ensayos de laboratorio habituales se deben realizar e informar de acuerdo con normas y recomendaciones internacionalmente reconocidas. Las diferencias con estas normas y los requisitos adicionales de los reconocimientos y ensayos deben ser recogidos en los informes.
- (4)P Los procedimientos de toma de muestras, transporte y almacenamiento, así como su influencia en los resultados de los ensayos, deben ser considerado en la interpretación de éstos.

#### **3.2 Reconocimientos geotécnicos**

##### **3.2.1 Introducción**

- (1)P Los reconocimientos geotécnicos deben proporcionar todos aquellos datos relativos al terreno y al agua freática en el emplazamiento de la obra y sus alrededores, que son necesarios para una correcta descripción de las propiedades esenciales del terreno y para la determinación fiable de los valores característicos de los parámetros del terreno que serán utilizados en los cálculos del proyecto.
- (2) Las condiciones del terreno que pueden influir en el establecimiento de la categoría geotécnica de la estructura deberían determinarse tan pronto como fuera posible, ya que el carácter y la extensión de las investigaciones está en relación con dicha categoría geotécnica.

Para la Categoría Geotécnica I, se aplicaría lo siguiente:

Como requisito mínimo, todas las hipótesis de proyecto habrían de comprobarse, a más tardar, durante la supervisión de la obra. El reconocimiento debería incluir la inspección visual del lugar del emplazamiento así como catas someras, ensayos de penetración o sondeos con barrena helicoidal.

Los reconocimientos geotécnicos para las Categorías Geotécnicas 2 y 3 incluirían normalmente las tres fases siguientes, que pueden realizarse solapadas:

- reconocimientos preliminares (véase 3.2.2);
- reconocimientos de proyecto (véase 3.2.3);
- reconocimientos de control (véase 4.3).

##### **3.2.2 Investigaciones preliminares**

- (1)P Las investigaciones preliminares deben realizarse con los siguientes fines:
  - asegurar la idoneidad general del emplazamiento;
  - comparar emplazamientos alternativos, si fuera el caso;
  - estimar las modificaciones que podrían generarse en la obra propuesta;
  - planificar las investigaciones de proyecto y control, incluyendo la identificación de la extensión de terreno que puede tener influencia significativa en el comportamiento de la estructura;
  - identificar áreas de préstamos, si fuese necesario.

(2) Se deben considerar los siguientes aspectos para su inclusión en la investigación preliminar:

- reconocimiento de campo;
- topografía;
- hidrología, especialmente la distribución de las presiones intersticiales;
- examen de las estructuras y excavaciones próximas;
- mapas y registros geológicos y geotécnicos;
- otros reconocimientos de emplazamientos próximos realizados previamente;
- fotografías aéreas;
- mapas antiguos;
- sismicidad regional;
- cualquier otra información importante.

### 3.2.3 Reconocimientos de proyecto

(1)P Los reconocimientos de proyecto deben realizarse con los siguientes fines:

- obtener la información requerida para realizar un proyecto adecuado y económico de las construcciones definitivas y provisionales;
- obtener la información necesaria para definir el método constructivo;
- identificar cualquier dificultad que pueda aparecer durante la construcción.

(2)P Un reconocimiento de proyecto deberá identificar de forma fiable la disposición y propiedades de toda aquella zona del terreno que influya en la estructura o vaya a verse afectada por las obras propuestas.

(3)P Las parámetros que afectan a la capacidad de la estructura para satisfacer sus criterios de comportamiento deben establecerse antes del comienzo del proyecto final.

(4) Se deben considerar los siguientes aspectos para su inclusión en el reconocimiento de proyecto del terreno con influencia en la obra:

- estratigrafía geológica;
- propiedades resistentes de todo el terreno afectado;
- propiedades deformacionales de todo el terreno afectado;
- distribución de las presiones intersticiales en el perfil del terreno;
- condiciones de permeabilidad;
- posible inestabilidad del subsuelo;
- compactabilidad del terreno;
- posible agresividad del terreno y del agua subterránea;
- posibilidad de mejora del terreno;
- susceptibilidad a la helada.

(5)P Con el fin de asegurar que las investigaciones de proyecto abarcan todas las formaciones del terreno se debe prestar especial atención a los siguientes aspectos geológicos:

- cavidades;
- alteración de rocas, suelos o materiales de rellenos;
- efectos hidrogeológicos;
- fallas, diaclasas y otras discontinuidades;
- suelos y masas rocosas afectados por procesos de reptación;
- suelos y rocas expansivos o colapsables;
- presencia de vertederos o materiales antrópicos.

- (6)P Con el fin de identificar todos los rasgos geotécnicos del terreno se debe emplear una combinación eficaz de los distintos métodos de investigación usuales. Estos métodos deben incluir ensayos comerciales generalmente disponibles, realizados de acuerdo con procedimientos generalmente aceptados o normalizados.
- (7) Un reconocimiento normal debería incluir ensayos in situ, sondeos y ensayos de laboratorio. Cuando se utilicen ensayos de penetración y/o otros métodos indirectos, suele ser necesario realizar sondeos para identificar el terreno en el que se están aplicando estos métodos. Si los rasgos geológicos del emplazamiento son bien conocidos, la realización de sondeos puede omitirse.
- (8)P El reconocimiento debe extenderse al menos a las formaciones que se considere que son importantes en el proyecto y por debajo de las cuales el terreno no tiene una influencia sustancial en el comportamiento de la estructura.
- (9)P La distancia entre los puntos de exploración y la profundidad de ésta se deben elegir en base a la información existente sobre la geología de la zona, las condiciones del terreno, el tamaño del emplazamiento y el tipo de estructura.
- (10) Para los reconocimientos que afecten a la Categoría Geotécnica 2, se aplicaría lo siguiente:
- En el caso de estructuras que cubran un gran área, los puntos de exploración se deben situar según nudos de una malla. La distancia entre los puntos estará alrededor de 20–40 m. Si las condiciones del suelo son uniformes, los sondeos o catas pueden ser parcialmente sustituidos por ensayos de penetración o sondeos geofísicos.
  - Para cimentaciones por zapatas aisladas o corridas, la profundidad de las exploraciones o sondeos por debajo del nivel de cimentación previsto estaría normalmente entre 1 y 3 veces la anchura de los elementos de cimentación. Se deben alcanzar, en algunos puntos de exploración, profundidades mayores para estudiar los asientos, así como posibles problemas con el agua subterránea.
  - En el caso de cimentaciones por losa de hormigón, la profundidad de los ensayos in situ o sondeos debe ser igual o superior a la anchura de la cimentación, a menos que el substrato rocoso se encuentre a menor profundidad.
  - Para zonas de rellenos y terraplenes, la profundidad de investigación mínima debe comprender todos aquellos estratos de suelo cuya contribución a los posibles asientos sea importante. La profundidad de investigación debe llevarse hasta un nivel bajo el cual la contribución al asiento sea menor que el 10% del asiento total. La distancia entre puntos de exploración vecinos debería estar normalmente entre 100–200 m.
  - Para cimentaciones por pilotes, se deben realizar sondeos, ensayos de penetración u otros ensayos in situ, de forma que se exploren las condiciones del terreno hasta una profundidad por debajo de la punta del pilote que garantice la seguridad, lo que normalmente significa 5 veces el diámetro del fuste del pilote. Sin embargo, hay casos en que se necesitan investigaciones o sondeos sustancialmente más profundos. También se requiere que la profundidad de la investigación sea mayor que el lado menor del rectángulo que circunscribe el grupo de pilotes que forma la cimentación al nivel de la punta de los pilotes.
- (11)P Se deben establecer las condiciones de presión del agua freática que actúan durante la investigación. Se deben conocer los niveles extremos de cualquier agua libre que pueda influir en la presión del agua subterránea y se deben registrar los niveles de agua libre durante la investigación.
- (12) Para reconocimientos de la Categoría Geotécnica 2, se debe aplicar lo siguiente:
- La investigación de las presiones intersticiales normalmente debe comprender:
    - observaciones del nivel de agua en sondeos y piezómetros y de sus fluctuaciones con el tiempo;
    - una evaluación de la hidrogeología del emplazamiento que incluya niveles de agua artesianos o colgados, así como variaciones debidas a las mareas.
  - Con el fin de evitar que se produzcan sifonamientos en las excavaciones, las presiones intersticiales se deben investigar hasta una profundidad, por debajo de la excavación, al menos igual a la profundidad de la excavación por debajo del nivel freático. En el caso de que las capas del suelo superiores tengan un peso específico bajo, se requerirá que la investigación alcance aún mayor profundidad.

- (13)P Se debe determinar la localización y la capacidad de todos los agotamientos o pozos de extracción de agua en la proximidad del emplazamiento.
- (14)P En el caso de estructuras muy grandes o inusuales, estructuras con riesgos anormales, o condiciones de cargas o del terreno inusuales o excepcionalmente complicadas y estructuras en áreas de alta sismicidad, la extensión del reconocimiento debe ser al menos suficiente para cumplir todos los requisitos especificados anteriormente.
- (15) Para reconocimientos relativos a la Categoría Geotécnica 3, se debe aplicar lo siguiente:
- Normalmente serán necesarios reconocimientos adicionales de naturaleza más especializada, y se deberán llevar a cabo siempre que sea necesario.
  - En cualquier caso en que se apliquen procedimientos de ensayo especializados o inusuales, los procedimientos de ensayo y sus interpretaciones deben ser documentados. Además, se deben dar referencias de los ensayos.

### **3.3 Evaluación de los parámetros geotécnicos**

#### **3.3.1 Generalidades**

- (1)P Las propiedades del suelo, de las rocas y de los macizos rocosos se cuantifican mediante parámetros geotécnicos que se usan en los cálculos de proyecto. Estos se establecen a partir de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio y de otros datos de importancia. Deben ser interpretados de forma apropiada al estado límite que se vaya a considerar.
- (2) En los siguientes requisitos que tratan sobre la evaluación de los parámetros geotécnicos, solamente se hace referencia a los ensayos de laboratorio y campo más utilizados. Se pueden utilizar otros ensayos siempre que se haya demostrado su adecuación mediante experiencia comparable.
- (3)P Con objeto de establecer valores seguros de los parámetros geotécnicos, se deben considerar los puntos siguientes:
- muchos parámetros del suelo no son constantes, sino que dependen de distintos factores como el nivel tensional, el modo de deformación, etc.;
  - al interpretar los resultados de los ensayos, se debe tener en cuenta la información publicada referida a la utilización de cada tipo de ensayo en las condiciones de terreno apropiadas;
  - los programas de ensayos deben incluir un número suficiente de ensayos que proporcionen datos para la obtención y variación de los distintos parámetros que son importantes en el proyecto;
  - el valor de cada parámetro se debe comparar con datos publicados de importancia, así como con la experiencia local y general. Se deben considerar también, si son relevantes, las correlaciones publicadas entre los distintos parámetros;
  - siempre que se disponga de ellos, se deben analizar los resultados de pruebas de campo a gran escala y medidas en estructuras a escala real;
  - siempre que se disponga de ellas, se deben comprobar las correlaciones entre los resultados de más de un tipo de ensayo.

#### **3.3.2 Caracterización del tipo de suelo y roca**

- (1)P Se debe identificar el carácter y los componentes básicos del suelo o de la roca antes de interpretar los resultados de otros ensayos.
- (2)P Se debe reconocer el material de forma visual y describirlo de acuerdo con una nomenclatura reconocida. Se debe hacer una evaluación geológica.

- (3) Además de la inspección visual mencionada anteriormente, se pueden utilizar las siguientes propiedades a efectos de identificación:

para suelos:

- curva granulométrica;
- forma de los granos;
- rugosidad de la superficie de los granos;
- densidad relativa;
- peso unitario;
- humedad natural;
- límites de Atterberg;
- contenido de carbonatos;
- contenido de materia orgánica.

para rocas:

- mineralogía;
- petrografía;
- humedad;
- peso unitario;
- porosidad;
- velocidad de propagación de las ondas sónicas;
- absorción rápida de agua;
- hinchamiento;
- índice de alterabilidad al agua;
- resistencia a la compresión simple.

La resistencia obtenida en los ensayos de compresión simple permite realizar una clasificación de las rocas, pero también se pueden usar procedimientos de ensayo más simples como el ensayo de carga puntual.

### **3.3.3 Peso unitario**

- (1)P El peso unitario se debe determinar con la suficiente precisión para establecer los valores de proyecto de las acciones que dependan de él.
- (2)P Se deben tener en cuenta las variaciones naturales o inducidas por la acción humana y la estratificación cuando se utilicen ensayos para determinar el peso específico.
- (3) Conociendo el tipo de suelo y su granulometría, se puede estimar con suficiente precisión el peso específico in-situ de arenas y gravas a partir de resultados de ensayos, tales como ensayos de penetración, o de observaciones que indiquen la resistencia del suelo.

### **3.3.4 Densidad relativa**

- (1)P La densidad relativa expresa el grado de compacidad de un suelo sin cohesión con respecto a sus condiciones más densas y más sueltas, definidas a partir de procedimientos de laboratorio normalizados.

- (2) Se puede obtener una medida directa de la densidad relativa de un suelo mediante la comparación de medidas exactas de su peso específico in-situ con los valores obtenidos en laboratorio del peso específico mediante ensayos normalizados de referencia. Se puede obtener una medida indirecta de la densidad relativa de un suelo a partir de ensayos de penetración.

### 3.3.5 Grado de compactación

- (1)P El grado de compactación se debe expresar como la relación entre el peso específico seco y el peso específico seco máximo obtenido de un ensayo de compactación normalizado.
- (2) Los ensayos de compactación utilizados más comúnmente son el ensayo Proctor Normal y el Proctor Modificado, correspondientes a diferentes energías de compactación normalizadas. El ensayo de compactación da también la humedad óptima, es decir, la humedad del suelo en un estado de máximo peso unitario seco, para una determinada energía de compactación.

### 3.3.6 Resistencia al corte sin drenaje de suelos cohesivos

- (1)P Al evaluar la resistencia al corte sin drenaje,  $c_u$ , de suelos saturados de grano fino, es importante la influencia de los siguientes aspectos y, por tanto, debe ser tomada en cuenta:
- diferencias entre los estados tensionales in-situ y en el ensayo;
  - la alteración de las muestras, especialmente para ensayos de laboratorio realizados con muestras obtenidas de sondeos;
  - la anisotropía de la resistencia, especialmente en arcillas de baja plasticidad;
  - las fisuras, especialmente en arcillas rígidas. Los resultados de los ensayos pueden representar la resistencia de las fisuras o de la arcilla intacta, y cualquiera de las dos puede condicionar el comportamiento real en campo. El tamaño de la muestra puede ser importante;
  - los efectos de la velocidad. Los ensayos realizados demasiado rápidamente tienden a dar resistencias mayores;
  - los efectos de las grandes deformaciones. La mayoría de las arcillas presentan una pérdida de resistencia a muy grandes deformaciones y sobre superficies de deslizamiento ya existentes;
  - los efectos del tiempo. El período durante el cual un suelo estará efectivamente sin drenaje depende de su permeabilidad, de la disponibilidad de agua libre y de la geometría de la situación;
  - la heterogeneidad de las muestras, tales como inclusiones de grava o arena dentro de una muestra de arcilla;
  - el grado de saturación;
  - el nivel de confianza en la teoría utilizada para obtener la resistencia al corte sin drenaje a partir de los resultados de los ensayos, especialmente en el caso de ensayos in-situ.

### 3.3.7 Parámetros de resistencia al corte en términos de presiones efectivas para suelos

- (1)P Al evaluar los parámetros de resistencia al corte en términos de presiones efectivas,  $c'$  y  $\phi'$ , se deben considerar las características siguientes:
- el nivel tensional del caso considerado,
  - la exactitud de la determinación in-situ del peso específico,
  - la alteración durante la toma de muestras.
- (2)P Los valores de  $c'$  y  $\phi'$  se pueden considerar constantes solamente dentro del rango de tensiones para el que han sido evaluados.
- (3)P Cuando se obtengan los parámetros de resistencia efectiva  $c'$  y  $\phi'$  a partir de ensayos sin drenaje, con medida de las presiones intersticiales, se debe prestar atención a que las muestras estén completamente saturadas.

- (4) Los suelos muestran generalmente un valor de  $\phi'$  ligeramente mayor cuando se les ensaya en condiciones de deformación plana que cuando son ensayados en condiciones triaxiales.

### 3.3.8 Deformabilidad del suelo

- (1)P Al evaluar la deformabilidad del suelo, se deben considerar las condiciones siguientes:
- las condiciones de drenaje;
  - el nivel de la tensión efectiva media;
  - el nivel de las deformaciones tangenciales impuestas o de las tensiones tangenciales inducidas, estas últimas normalizadas frecuentemente con respecto a la resistencia al corte en rotura;
  - la historia tensional y deformacional.
- (2) Estos factores son los más importantes en el control de la deformabilidad de los suelos. Otros factores que influyen en el módulo de deformación de los suelos y que se pueden tener en cuenta son:
- la dirección de las tensiones del suelo con respecto a la orientación de las tensiones principales de consolidación;
  - los efectos del tiempo y de la velocidad de deformación;
  - el tamaño de la muestra ensayada en relación al tamaño de las partículas y a las características de la macrofábrica del suelo.

A menudo es muy difícil obtener medidas fiables de la deformabilidad del terreno a partir de ensayos de campo o de laboratorio. En particular, debido a alteraciones de la muestra y a otros efectos, las medidas obtenidas de los ensayos de laboratorio subestiman frecuentemente la rigidez del terreno *in-situ*. Por tanto, se recomienda un análisis de las observaciones sobre el comportamiento de construcciones previas.

Es conveniente en algunas ocasiones suponer una relación lineal o logarítmico-normal entre las tensiones y las deformaciones dentro de un rango limitado de cambio de tensiones. Sin embargo, esto siempre se debe hacer con cuidado, ya que el comportamiento real del terreno es, generalmente y de forma significativa, no lineal.

### 3.3.9 Calidad y propiedades de las rocas y de los macizos rocosos

- (1)P Al evaluar la calidad y las propiedades de las rocas y de los macizos rocosos, se debe distinguir entre el comportamiento del material rocoso observado en muestras y el comportamiento de masas rocosas mucho mayores que incluyen discontinuidades estructurales, tales como planos de estratificación, juntas, zonas de cizalla y cavidades formadas por disolución. Se deben tener en cuenta las siguientes características de las juntas:
- espaciamiento;
  - orientación;
  - apertura;
  - persistencia (continuidad);
  - impermeabilidad;
  - rugosidad, incluyendo los efectos de movimientos previos de las juntas;
  - relleno.
- (2)P Además, al evaluar las propiedades de las rocas y de los macizos rocosos, se deben tener en cuenta los siguientes puntos, si tienen importancia:
- tensiones *in situ*;
  - presiones de agua;
  - variaciones importantes de las propiedades en los diferentes estratos.

- (3) La calidad de la roca se puede cuantificar mediante un índice de calidad de la roca (RQD), que es un indicador del macizo rocoso desde el punto de vista ingenieril.

La estimación de las propiedades de la roca como un todo, tales como la resistencia y la deformabilidad, se puede obtener a partir de las clasificaciones geomecánicas desarrolladas originalmente en relación con la ingeniería de túneles.

- (4)P Se debe evaluar la sensibilidad de las rocas al clima, a los cambios tensionales, etc. También se deben considerar las consecuencias de la degradación química sobre el comportamiento de las cimentaciones sobre roca.
- (5) Al evaluar la calidad de las rocas y de los macizos rocosos, habría que considerar las siguientes características:
- algunas rocas porosas blandas se degradan rápidamente a suelos de baja resistencia, especialmente si están expuestas a los efectos de la meteorización;
  - algunas rocas presentan índices altos de solubilidad debidos al agua del terreno, formándose canales, cavernas, subsidencias, que se pueden manifestar en superficie;
  - al descargarse y exponerse al aire, ciertas rocas experimentan un hinchamiento pronunciado, debido a la absorción de agua por parte de los minerales arcillosos.

#### **3.3.9.1 Resistencia a la compresión simple y deformabilidad de los materiales rocosos**

- (1)P Al evaluar la resistencia a la compresión simple y la deformabilidad de los materiales rocosos, se debe considerar la influencia de los siguientes aspectos:
- la orientación de los ejes de carga con respecto a la anisotropía de la muestra, por ejemplo planos de estratificación, foliación, etc.;
  - el método de toma de las muestras, y la forma y ambiente en el que se ha conservado el material;
  - el número de muestras ensayadas;
  - la geometría de las muestras ensayadas;
  - la humedad y el grado de saturación en el momento de realizar el ensayo;
  - la duración del ensayo y la velocidad de carga;
  - el método de determinación del módulo de Young y el nivel o niveles de tensión axial para los que se ha determinado;
  - la geometría de las muestras ensayadas.
- (2) La resistencia a la compresión simple y la deformabilidad en compresión simple tienen como objetivo principal la clasificación y caracterización de la roca intacta.

#### **3.3.9.2 Resistencia al corte de las juntas**

- (1)P Al evaluar la resistencia al corte de las juntas de los materiales rocosos, se debe considerar la influencia de los siguientes aspectos:
- la orientación de la muestra ensayada respecto al macizo rocoso y a las acciones supuestas;
  - la orientación del ensayo de corte;
  - el número de muestras ensayadas;
  - la dimensión del área de corte;
  - las condiciones de presión del agua intersticial;
  - la posibilidad de un fallo progresivo que gobierne el comportamiento de la roca en el terreno.



- (2) Los planos de corte coinciden generalmente con los planos de debilidad de la roca (juntas, planos de estratificación, esquistosidad, exfoliación) o con las superficies de contacto entre el suelo y la roca o entre la roca y el hormigón. La resistencia medida al corte de las juntas se utiliza normalmente para los análisis de equilibrio límite de los macizos rocosos.

### **3.3.10 Parámetros de permeabilidad y consolidación**

- (1)P Al valorar los parámetros de permeabilidad y consolidación, se deben considerar los siguientes aspectos:
- el efecto de las condiciones no homogéneas del terreno;
  - el efecto de la anisotropía del terreno;
  - el efecto de las fisuras o fallas en el terreno, especialmente en rocas;
  - el efecto de los cambios tensionales bajo las cargas propuestas.
- (2) Las medidas de permeabilidad hechas sobre muestras de laboratorio pequeñas pueden no ser representativas de las condiciones *in-situ*. Por tanto, siempre que sea posible, se deben preferir los ensayos *in situ*, que miden las propiedades de grandes volúmenes de terreno de forma promediada. Sin embargo, se deben tener en cuenta los posibles cambios en la permeabilidad, debidos a los incrementos de las tensiones efectivas sobre el valor *in situ*. Algunas veces, la permeabilidad se puede evaluar en base al conocimiento del tamaño de los granos del terreno y de su distribución.

### **3.3.11 Parámetros de resistencia a la penetración estática**

- (1) Al evaluar los valores de la resistencia por la punta del cono, la resistencia por el fuste, y posiblemente, las presiones intersticiales durante la penetración, se deben considerar los siguientes aspectos:
- los detalles de diseño del cono y la fricción del fuste pueden afectar los resultados de forma significativa. Por tanto, se debe tener en cuenta el tipo de cono utilizado;
  - los resultados sólo se pueden interpretar con confianza cuando se haya establecido el perfil del terreno. Por tanto, en muchas ocasiones es necesario realizar sondeos junto con los ensayos de penetración;
  - los efectos del agua del terreno y la sobrecarga en el suelo deben considerarse cuando se interpreten los resultados;
  - en suelos no homogéneos en los que los resultados registrados fluctúen significativamente, se deben tener en cuenta los valores de penetración que representen la parte de la matriz de suelo significativa para el proyecto;
  - cuando se disponga de ellas, se deben tener en cuenta las correlaciones establecidas con los resultados de otros ensayos, tales como las medidas de densidad y otros tipos de ensayos de penetración.

### **3.3.12 Número de golpes del ensayo de penetración estándar y de las pruebas dinámicas**

- (1) Al evaluar el número de golpes, se deben considerar las siguientes características:
- el tipo de ensayo;
  - una descripción detallada de la ejecución del ensayo (método de elevación, tipo de cono, masa de la maza de caída, altura de caída, diámetro de la entibación y del varillaje, etc.);
  - las condiciones del agua del terreno;
  - la influencia de la sobrecarga de tierras;
  - la naturaleza del terreno, en particular cuando contenga gravas gruesas o bolos.

### 3.3.13 Parámetros del presiómetro

- (1) Al evaluar los valores de la presión límite y del módulo presiométrico, se deben considerar los siguientes aspectos:
  - el tipo de equipo;
  - el procedimiento utilizado para introducir el presiómetro en el terreno que es lo más importante.

No se deben utilizar curvas que presenten un grado de perturbación mayor que moderado.

En aquellos sitios en que no se alcance la presión límite durante el ensayo, se puede realizar, para estimarla, una extrapolación moderada y conservadora de la curva. En los ensayos en que solamente se determine la parte inicial de la curva presiométrica, se pueden utilizar de forma conservadora correlaciones generales o, preferentemente, correlaciones locales del mismo emplazamiento, para estimar la presión límite a partir del módulo presiométrico.

### 3.3.14 Parámetros del dilatómetro

- (1) Al determinar los valores del dilatómetro plano, se debe tener en cuenta el proceso de instalación.

Si se van a evaluar parámetros de resistencia, se debe tener en cuenta la resistencia a la penetración.

Los módulos obtenidos del dilatómetro se deben utilizar normalmente como base para determinar los módulos en condiciones confinadas del suelo.

### 3.3.15 Compactabilidad

- (1)P Al evaluar la compactabilidad de un material de relleno, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:
  - tipo de suelo o roca;
  - la curva granulométrica;
  - la forma de los granos;
  - la no homogeneidad del material;
  - el grado de saturación o el porcentaje de humedad;
  - el tipo de equipo que se va a utilizar.
- (2) Para obtener una medida directa de la compactabilidad de un suelo o de un relleno rocoso, se debería realizar un ensayo de compactación de prueba, con el tipo de material a emplear, el espesor de la capa de relleno y el tipo de equipo de compactación elegidos. La densidad obtenida de esa manera se relaciona con los valores de laboratorio obtenidos mediante procedimientos normalizados de compactación, así como con los valores de campo obtenidos con el aparato y el procedimiento de control elegidos para el emplazamiento (por ejemplo: ensayos de penetración, ensayos de compactación dinámicos, ensayos de placa de carga, registros de asientos).

## 3.4 Informe Geotécnico

- (1)P Los resultados de la investigación geotécnica se deben recoger en un Informe Geotécnico del Terreno, que será la base del Informe Geotécnico del Proyecto descrito en 2.8.
- (2) El Informe Geotécnico deberá consistir normalmente de las dos partes siguientes:
  - la presentación de la información geotécnica disponible, que incluya las características geológicas y los datos importantes;
  - la evaluación geotécnica de la información, en la que se indiquen las hipótesis realizadas para la obtención de los parámetros geotécnicos.

Estas partes se pueden combinar en un solo informe o dividirse en varios informes.

### 3.4.1 Presentación de la información geotécnica

- (1)P La presentación de la información geotécnica debe incluir una relación objetiva de todos los trabajos de campo y laboratorio, y la documentación de los métodos utilizados para llevar a cabo las investigaciones de campo y los ensayos de laboratorio.
- (2) Además de lo mencionado anteriormente, el informe debe incluir la siguiente información, si se requiriera:
- el objetivo y alcance de las investigaciones geotécnicas;
  - una breve descripción del proyecto para el que se realiza el informe geotécnico, dando información sobre la localización del proyecto, su tamaño y geometría, cargas previstas, elementos estructurales, materiales de construcción, etc.;
  - una declaración de la Categoría Geotécnica prevista para la estructura,
  - las fechas en las que se realizaron los trabajos de campo y laboratorio;
  - los procedimientos utilizados para la toma de muestras, su transporte y conservación;
  - los equipos de campo utilizados;
  - datos de las mediciones topográficas;
  - los nombres de todos los consultores y subcontratistas;
  - un reconocimiento del terreno de la zona general del proyecto, haciendo notar especialmente:
    - la presencia de agua del terreno;
    - el comportamiento de estructuras vecinas;
    - los desperfectos y problemas;
    - las zonas visibles en canteras y zonas de préstamos;
    - las áreas de inestabilidad;
    - las dificultades durante la excavación.
  - la historia del emplazamiento;
  - la geología del emplazamiento;
  - la información de fotografías aéreas;
  - la experiencia local de la zona;
  - la información sobre la sismicidad de la zona;
  - la presentación en tablas de los trabajos de campo y de laboratorio, y la presentación de las observaciones de campo, realizadas por el personal de supervisión de las operaciones de campo, durante las exploraciones del subsuelo;
  - los datos de las fluctuaciones del nivel del agua del terreno en los sondeos durante la realización de los trabajos de campo y en los piezómetros después de la terminación de dichos trabajos;
  - una relación de los datos de los sondeos, que incluya fotografías de los testigos, con descripciones de las formaciones del subsuelo, basadas en las descripciones de campo y en los resultados de los ensayos de laboratorio;
  - una recopilación y presentación de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio, en anexos.

### 3.4.2 Evaluación de la información geotécnica

(1)P La evaluación de la información geotécnica debe incluir lo siguiente:

- una revisión de los trabajos de campo y de laboratorio. Se deben hacer constar los casos en que haya datos parciales o limitados. Se deben indicar y comentar adecuadamente los casos en que los datos son defectuosos, irrelevantes, insuficientes o imprecisos. Se deben tener en cuenta los métodos de preparación de las muestras, su transporte y conservación, al interpretar los resultados de los ensayos. Se debe considerar cuidadosamente cualquier resultado de ensayo particularmente adverso, para determinar si es erróneo o representa un fenómeno real que se debe tener en cuenta en el proyecto;
- una relación de propuestas adicionales de trabajos de campo y de laboratorio, si se juzgan necesarios, incluyendo comentarios que justifiquen la necesidad de dichos trabajos. Dichas propuestas se deben acompañar de un programa detallado de los tipos de investigaciones adicionales a llevar a cabo, haciendo referencia especial a los puntos que se tienen que aclarar.

(2) Además de lo anteriormente mencionado, la evaluación de los datos geotécnicos debería incluir lo siguiente, si tuviera importancia:

- tabulación y presentación gráfica de los resultados de los trabajos de campo y de laboratorio en relación a los requisitos del proyecto, y, si se considera necesario, unos histogramas que ilustren el rango de valores de los datos más importantes y su distribución,
- la determinación de la profundidad del nivel freático y sus fluctuaciones estacionales,
- un perfil o perfiles del subsuelo, en que se muestre la diferenciación de las distintas formaciones. Se debe incluir una descripción detallada de todas las formaciones, incluyendo sus propiedades físicas y sus características de compresibilidad y resistencia. Además se deben comentar las irregularidades existentes, tales como agujeros y cavidades,
- una recopilación y presentación del rango de valores de los datos geotécnicos de cada estrato. Esta presentación se debe realizar de forma comprensible, de manera que permita seleccionar los parámetros del terreno más apropiados para el proyecto.

## **4 SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y MANTENIMIENTO**

### **4.1 Requisitos generales**

- (1)P Con el objetivo de asegurar la seguridad y calidad de una estructura, se deben llevar a cabo las siguientes medidas:
- supervisión de los procesos de construcción y puesta en obra;
  - instrumentación del comportamiento de la estructura durante y después de la construcción;
  - mantenimiento de la estructura de forma adecuada.
- (2)P La supervisión del proceso de ejecución y la instrumentación del comportamiento de la estructura durante y después de la construcción se deben llevar a cabo de acuerdo con las especificaciones recogidas en el Informe Geotécnico del Proyecto.
- (3) La supervisión del proceso de ejecución debería englobar las siguientes medidas:
- comprobación de la validez de las hipótesis de proyecto;
  - identificación de las diferencias entre las condiciones reales del terreno y las supuestas en el proyecto;
  - comprobación de que la construcción se lleva a cabo de acuerdo al proyecto.
- La instrumentación del comportamiento de la estructura durante y después de la construcción debería incluir las siguientes medidas, cuando proceda:
- observaciones y medidas para vigilar el comportamiento de la estructura y sus alrededores durante la construcción, de forma que se identifique la necesidad de tomar medidas de corrección, alterar la secuencia de construcción, etc.;
  - observaciones y medidas para vigilar y evaluar el comportamiento a largo plazo de la estructura y sus alrededores.
- (4)P El nivel y calidad de la supervisión e instrumentación serán al menos iguales que los especificados en proyecto y serán consistentes con los valores seleccionados para los parámetros y los factores de seguridad de proyecto. Las decisiones de proyecto que se vean influidas por los resultados de la supervisión e instrumentación serán identificadas claramente.
- (5) La inspección, el control y los ensayos de laboratorio y de campo necesarios para la supervisión de la construcción y para la instrumentación del comportamiento deben ser programados durante la etapa de proyecto. En caso de acontecimientos inesperados, la extensión y frecuencia de las tareas de toma de datos de la instrumentación se deben incrementar.

En el Anexo A hay una lista de comprobaciones para la supervisión de la construcción y la instrumentación del comportamiento.

### **4.2 Supervisión**

#### **4.2.1 Programa de supervisión**

- (1)P El programa de supervisión incluido en el Informe Geotécnico del Proyecto deberá establecer los límites aceptables para los resultados que se obtengan en las tareas de supervisión.
- (2) El plan de supervisión especificará el tipo, calidad y frecuencia de la supervisión, que deben estar en relación con:
- el grado de incertidumbre de las hipótesis de proyecto;
  - la complejidad de las condiciones del terreno y de las cargas a aplicar;
  - el riesgo potencial de fallo durante la construcción;
  - la viabilidad de las modificaciones de proyecto o de la ejecución de medidas de corrección durante la construcción.

#### **4.2.2 Inspección y control**

- (1)P Los trabajos de construcción se inspeccionarán de forma visual y continuada, y los resultados de la inspección se registrarán.
- (2) Para la Categoría Geotécnica 1, el programa de supervisión se puede limitar a una inspección visual, a unos controles de calidad someros y a una evaluación cualitativa del comportamiento de la estructura.

Para la Categoría Geotécnica 2, se requieren generalmente medidas de las propiedades del terreno o del comportamiento de las estructuras.

Para la Categoría Geotécnica 3, se deben realizar medidas adicionales durante cada una de las etapas significativas de la construcción.

- (3)P Los registros que se deben realizar deben incluir los siguientes aspectos:
- características significativas del terreno y del agua freática;
  - secuencia de las obras;
  - calidad de los materiales;
  - desviaciones del proyecto original;
  - planos de construcción realmente ejecutada;
  - resultados de las medidas y su interpretación;
  - observaciones de las condiciones medioambientales;
  - acontecimientos imprevistos.
- (4) Se deben recopilar también los registros de las obras provisionales. Se deben registrar las paradas de obra y las condiciones en que se reiniciaron los trabajos.
- (5) Los resultados de la inspección y el control se deben ofrecer al proyectista antes de que se tomen las decisiones que pueden ser consecuencia de dichos resultados.

#### **4.2.3 Evaluación del Proyecto**

- (1)P La adecuación de los procedimientos de construcción y de la secuencia de las operaciones se debe revisar a la luz de las condiciones del terreno que se hayan encontrado, y el comportamiento previsto de la estructura se debe comparar con las observaciones realizadas. El proyecto se evaluará en base a los resultados de la inspección y control. Si fuera necesario, la estructura será rediseñada.
- (2) La evaluación del proyecto debería incluir una revisión exhaustiva de las condiciones más desfavorables que se hayan presentado durante la construcción con respecto a:
- las condiciones del terreno;
  - las condiciones del agua freática;
  - las acciones sobre la estructura;
  - los impactos y cambios medioambientales, incluyendo deslizamientos de laderas y caída de rocas.

### **4.3 Comprobación de las condiciones del terreno**

#### **4.3.1 Suelos y rocas**

- (1)P Las descripciones y las propiedades geotécnicas de los suelos en o sobre los que se cimentan o localizan las estructuras deberán ser comprobadas durante la construcción.

- (2) Para la Categoría Geotécnica 1, las descripciones de los suelos y las rocas deberán incluir:
- inspección del emplazamiento;
  - determinación de los tipos de suelos y rocas dentro de la zona de influencia de la estructura;
  - registro de las descripciones de los suelos y las rocas encontrados en las excavaciones.

Para la Categoría Geotécnica 2, se debe comprobar también las propiedades geotécnicas del suelo o roca en los que la estructura se vaya a cimentar. En algunos casos puede necesitarse investigación de campo adicional. Pueden tomarse y ensayarse muestras representativas para determinar sus propiedades de identificación, así como su resistencia y deformabilidad.

Para la Categoría Geotécnica 3, los requisitos adicionales pueden incluir un mayor número de investigaciones y un examen detallado de las condiciones del terreno o de los rellenos que pudieran tener consecuencias importantes para el proyecto.

Los datos indirectos sobre propiedades geotécnicas (por ejemplo, registros de pilotes hincados) deben ser recopilados y utilizados para mejorar la interpretación de las condiciones del terreno.

- (3)P Las desviaciones entre el tipo de terreno real y sus propiedades y el terreno supuesto en proyecto deben ser inmediatamente comunicadas a la persona responsable del proyecto.
- (4)P Se deberá comprobar que las hipótesis utilizadas en el proyecto son apropiadas a las características geotécnicas del terreno encontrado.

#### 4.3.2 Agua freática

- (1)P Se debe comprobar la situación del nivel freático, las presiones intersticiales y las propiedades químicas del agua encontradas durante la excavación y compararlas con las supuestas en el proyecto. Se necesitarán estudios más amplios en aquellos sitios en que se sepa o se sospeche que hay variaciones significativas en los tipos de terreno y su permeabilidad.
- (2) Para la Categoría Geotécnica 1, los controles se basan generalmente en experiencias previas documentadas en el área o en datos indirectos.

Para las Categorías Geotécnicas 2 y 3, se realizan generalmente observaciones directas de las condiciones del agua freática, si éstas afectan de forma importante al método de construcción o al comportamiento de la estructura.

Las características del flujo subterráneo y las presiones intersticiales se pueden obtener mediante piezómetros, que se deberían instalar preferentemente antes del comienzo de los trabajos. Puede ser necesario en algunos casos instalar piezómetros a grandes distancias, como parte del sistema de instrumentación.

Si durante la construcción se producen cambios en las presiones intersticiales que pudieran afectar al comportamiento de la estructura, éstas se deben vigilar hasta que la construcción se haya terminado o hasta que se hayan disipado alcanzando unos valores seguros.

En el caso de estructuras por debajo del nivel freático que pudieran flotar, las presiones intersticiales se deben vigilar hasta que el peso de la estructura sea suficiente para eliminar dicha posibilidad.

Se deben realizar análisis químicos del agua en circulación cuando alguna parte de los trabajos permanentes o temporales pudieran verse afectados por ataques químicos.

- (3)P Se debe comprobar el efecto que tienen las operaciones de construcción (incluyendo procesos tales como agotamientos del nivel freático, inyecciones y perforación de túneles) sobre el régimen del agua freática.

- (4)P Las desviaciones entre las características reales del agua freática y las supuestas en el proyecto deben ser inmediatamente comunicadas a la persona responsable del proyecto.
- (5)P Se deberá comprobar que las hipótesis utilizadas en el proyecto se corresponden con las características del agua subterránea encontrada.

#### 4.4 Comprobación de la construcción

- (1)P Las operaciones in situ se comprobarán para asegurar su conformidad con el método de construcción previsto en el proyecto y establecido en el Informe Geotécnico del Proyecto.
- (2) Normalmente, para la Categoría Geotécnica 1, no se incluye en el Informe Geotécnico del Proyecto un esquema formal de construcción. La secuencia de las operaciones de construcción se decide normalmente por parte del constructor.

Para las Categorías Geotécnicas 2 y 3, el Informe del Proyecto Geotécnico puede dar la secuencia de las operaciones de construcción contemplada en el proyecto. De forma alternativa, el Informe Geotécnico del Proyecto puede establecer que la secuencia de las operaciones de construcción sea decidida por el constructor.

- (3)P Las desviaciones entre los métodos de construcción llevados a cabo y los previstos en el proyecto y establecidos en el Informe Geotécnico del Proyecto deben ser considerados explícita y racionalmente, y deben ser inmediatamente comunicadas a la persona responsable del proyecto.
- (4)P Se deberá comprobar que las hipótesis utilizadas en el proyecto son apropiadas a la secuencia de operaciones de construcción que se esté llevando a cabo.

#### 4.5 Instrumentación

- (1)P Los objetivos de la instrumentación son:
  - comprobar la validez de las predicciones sobre el comportamiento de la estructura, realizadas durante el proyecto;
  - asegurar que el comportamiento de la estructura seguirá siendo el requerido una vez se haya terminado.
- (2)P La inspección y las medidas necesarias para la instrumentación del comportamiento de la estructura completa deberán especificarse y se comunicarán al propietario/cliente.
- (3)P El programa de instrumentación se llevará a cabo de acuerdo al Informe Geotécnico del Proyecto.
- (4) Los registros del comportamiento real de las estructuras son importantes para tener bases de datos sobre experiencias comparables.

Las medidas pueden incluir lo siguiente:

- deformaciones del terreno afectado por la estructura;
- valores de las acciones;
- valores de la tensión de contacto entre el terreno y la estructura;
- presiones intersticiales y su variación en el tiempo;
- tensiones y deformaciones (movimientos verticales y horizontales, rotaciones y distorsiones) de los elementos de la estructura.

A los resultados de las medidas, se deban añadir observaciones cualitativas, incluyendo la tipología arquitectónica.



La duración del período de instrumentación tras la construcción se puede modificar como resultado de las observaciones realizadas durante la construcción. Para aquellas estructuras que puedan tener un impacto desfavorable sobre alguna parte apreciable del medio ambiente físico de los alrededores, o para aquellas otras cuya rotura pueda suponer un riesgo anormal sobre las personas o las propiedades, la instrumentación puede ser necesaria durante más de diez años después de la construcción o a lo largo de toda su vida.

- (5)P Los resultados obtenidos de las operaciones de instrumentación se deberán evaluar e interpretar siempre, y esto se debe realizar normalmente de una manera cuantitativa.
- (6) Para la Categoría Geotécnica 1, la evaluación del comportamiento de la estructura puede ser simple, cualitativo y estar basado en una inspección visual.

Para la Categoría Geotécnica 2, la evaluación del comportamiento de la estructura puede basarse en medidas de los movimientos de unos puntos seleccionados de la estructura.

Para la Categoría Geotécnica 3, la evaluación del comportamiento de la estructura se debería basar normalmente en la medida de los desplazamientos y en el análisis de los mismos, teniendo en cuenta la secuencia de las operaciones de construcción.

- (7)P Para aquellas estructuras que puedan tener un efecto adverso sobre las condiciones del terreno o del agua freática, cuando se diseñe el programa de instrumentación se debe tener en cuenta la posibilidad de fugas o de alteraciones del régimen del flujo de agua, especialmente cuando haya suelos de grano fino.
- (8) Ejemplos de este tipo de estructuras son:
- estructuras de retención de agua;
  - estructuras para controlar las filtraciones;
  - túneles;
  - grandes estructuras subterráneas;
  - cimentaciones profundas;
  - taludes y estructuras de contención de tierras;
  - mejoras del terreno.

#### **4.6 Mantenimiento**

- (1)P El mantenimiento necesario para asegurar la seguridad y las condiciones de servicio de la estructura deberán especificarse y comunicarse al propietario/cliente.
- (2) Las especificaciones de mantenimiento deberían incluir información sobre:
- las partes críticas de la estructura que necesitan una inspección regular;
  - la frecuencia de la inspección.

## **5 RELLENOS, AGOTAMIENTOS, Y MEJORA Y REFUERZO DEL TERRENO**

### **5.1 Generalidades**

- (1)P Las disposiciones de este capítulo son de aplicación cuando se consigan condiciones adecuadas del terreno mediante:
- colocación de suelo o material granular;
  - rebajamiento del nivel freático;
  - tratamiento del terreno;
  - refuerzo del terreno.

- (2) Las situaciones en las que se coloca suelo o material granular por motivos de construcción incluyen:
- rellenos bajo cimentaciones y losas;
  - rellenos en excavaciones y estructuras de contención de tierras;
  - vertederos en general, incluyendo rellenos hidráulicos, depósitos de residuos o modificaciones topográficas;
  - terraplenes para diques y vías de comunicación.

El rebajamiento del nivel freático del terreno puede ser temporal o permanente.

Los terrenos que son tratados para mejorar sus propiedades pueden ser naturales o rellenos artificiales. La mejora del terreno puede ser temporal o permanente.

- (3)P Los procedimientos de proyecto de las actuaciones geotécnicas que pueden incluir el uso de rellenos, rebajamiento del nivel freático, mejora y refuerzo, se tratan en los capítulos 6 a 9.

### **5.2 Requisitos fundamentales**

- (1)P Los requisitos fundamentales que se deben cumplir son que los rellenos o el terreno desecado, mejorado o reforzado, sea capaz de soportar las acciones producidas por las cargas, las filtraciones de agua, las vibraciones, la temperatura, la lluvia, etc.
- (2)P El terreno sobre el que se coloca el relleno también debe cumplir los requisitos fundamentales.

### **5.3 Construcción de un relleno**

#### **5.3.1 Principios**

- (1)P La adecuación de un relleno a los fines propuestos se basará en las posibilidades de un buen manejo del material y en la consecución de unas propiedades ingenieriles adecuadas tras su compactación.
- (2) El transporte y la colocación deberán ser considerados en la fase de proyecto.

#### **5.3.2 Selección del material de relleno**

- (1)P Los criterios para clasificar un suelo como adecuado para su uso como relleno estarán basados en la obtención de una resistencia, rigidez y permeabilidad adecuadas, una vez que haya sido compactado. Estos criterios deben tener en cuenta la finalidad del relleno y los requisitos de las estructuras que se vayan a construir sobre el mismo.
- (2) Dentro de los materiales de relleno adecuados se incluyen la mayoría de los materiales granulares naturales, bien graduados, y ciertos productos de desecho, tales como material de escoria seleccionado y cenizas volantes. Algunos materiales manufacturados, tales como ciertos agregados ligeros, también se pueden usar en determinadas circunstancias. Algunos materiales cohesivos pueden ser adecuados, pero requieren un cuidado especial.

- (3)P Al seleccionar un material de relleno se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:
- granulometría;
  - resistencia bajo carga (friabilidad);
  - compactabilidad;
  - plasticidad;
  - contenido de materia orgánica;
  - agresividad química;
  - efectos contaminantes;
  - solubilidad;
  - susceptibilidad al cambio de volumen (arcillas expansivas y materiales colapsables);
  - efecto de la helada;
  - resistencia a las acciones climatológicas;
  - efecto de la excavación, transporte y puesta en obra;
  - posibilidad de que se produzca cementación después de su colocación en obra (por ejemplo: escoria de horno alto).
- (4) Si los materiales existentes no son adecuados para su uso como material de relleno en su estado natural, puede ser necesario adoptar uno de los siguientes procedimientos:
- ajustar la humedad;
  - mezclar con cemento, con cal o con otros materiales;
  - machacar, tamizar o lavar;
  - proteger con materiales apropiados;
  - usar capas drenantes.
- (5)P Cuando el material seleccionado contenga sustancias químicas potencialmente agresivas o contaminantes, se deberán adoptar las precauciones adecuadas para evitar que dichas sustancias ataquen a las estructuras o servicios, o contaminen el agua subterránea. Estos materiales se usarán en grandes cantidades solamente en lugares instrumentados permanentemente.
- (6)P En caso de duda, se deberán hacer ensayos para asegurar que el material de relleno es adecuado para los objetivos que se pretenden. El tipo, número y frecuencia de los ensayos se determinarán de acuerdo al tipo y a la heterogeneidad del material y a la naturaleza del proyecto.
- (7) En la Categoría Geotécnica 1, la inspección visual del material será a menudo suficiente.
- (8)P El material de relleno no debe tener en cantidades significativas ninguna materia extraña, tales como nieve, hielo o turba.

### **5.3.3 Selección de los procedimientos de puesta en obra del relleno y de su compactación**

- (1)P Se establecerán criterios de compactación para cada zona, para cada capa y para cada material, de acuerdo con su función y forma de trabajo.
- (2)P Los procedimientos de puesta en obra y compactación del relleno se seleccionarán de tal manera que se asegure la estabilidad del relleno durante todo el proceso constructivo y que el terreno natural subyacente no quede afectado negativamente.

- (3)P La selección de los procedimientos de compactación de los rellenos dependerá de los criterios de compactación y de los siguientes puntos:
- el origen y la naturaleza del material;
  - el método de puesta en obra;
  - la humedad de puesta en obra y sus posibles variaciones;
  - el espesor inicial y final de la tongada;
  - la lluvia y la temperatura del aire;
  - la uniformidad de la compactación.
- (4) Con objeto de desarrollar un procedimiento apropiado de compactación, debería realizarse una prueba real con el material y la maquinaria de compactación que se pretenda utilizar. Esto permite la determinación del procedimiento de compactación que se deberá seguir (espesor de tongada, número de pasadas, técnicas adecuadas de transporte, cantidad de agua que se deberá añadir y colocación del material). También se puede utilizar para establecer los criterios de control.
- (5)P Cuando haya posibilidad de lluvia durante la colocación de un material de relleno cohesivo, la superficie del relleno se deberá acondicionar en todas las etapas del proceso para que haya un drenaje adecuado.
- (6)P No se deben usar como material de relleno suelos congelados, expansivos o solubles.
- (7) La colocación de material a temperaturas inferiores al punto de congelación requerirá el calentamiento del material de relleno y la protección de la superficie del relleno contra la congelación.
- (8)P Si se van a hacer rellenos alrededor de cimentaciones, se deberá seleccionar un procedimiento de compactación tal que las subsidencias posteriores alrededor de las cimentaciones y por debajo de las soleras no causen daños.

#### **5.3.4 Comprobación del relleno**

- (1)P Los trabajos de compactación se deberán comprobar mediante inspección o ensayos, para asegurar que la naturaleza del material de relleno, la humedad de colocación y los procedimientos de compactación están de acuerdo con los establecidos.
- (2) Para determinadas combinaciones de materiales y procedimientos de compactación, puede no ser necesaria la realización de ensayos posterior a la compactación. En particular, los ensayos pueden ser sustituidos por la comprobación de que la compactación se ha desarrollado de acuerdo con los procedimientos deducidos de ensayos a escala real o deducidos de experiencias comparables.

Los ensayos de compactación deberán utilizar uno de los siguientes métodos:

- medida de la densidad seca, y si se requiere por el proyecto, medida de la humedad;
- medida de determinadas propiedades, tales como la resistencia a la penetración, el módulo de rigidez, etc. En suelos cohesivos, estas medidas pueden no ser útiles para determinar si la compactación ha sido correcta.

Los rellenos sobre los que se construirán cimentaciones se ejecutarán con materiales adecuados (véase 5.3.2.(1)P), en los que se debe asegurar una densidad apropiada, como media una densidad igual a la 100% Proctor (maza de 2,5 kg y altura de caída de 0,3 m) y como valor mínimo en una tongada el 97% de la densidad Proctor. En ellos se debe prevenir el riesgo de colapso y de asientos diferenciales excesivos.

Con rellenos tipo pedraplén o que contengan una gran cantidad de partículas gruesas, no se puede usar la densidad Proctor como ensayo de compactación. La comprobación de la compactación se puede realizar mediante:

- comprobación de que la compactación se ha ejecutado de acuerdo con los procedimientos deducidos de ensayos o de experiencias comparables;

- la comprobación de que el asiento adicional provocado por una pasada adicional de la maquinaria de compactación es inferior a un valor preestablecido;
- métodos sísmicos.

(3)P En aquellos casos en que la sobrecompactación no sea aceptable, se deberá especificar un límite superior para la compactación.

(4) La sobrecompactación puede tener los siguientes efectos no deseados:

- el desarrollo de zonas de deslizamiento y de rigidez elevada en diques y terraplenes;
- empujes de tierra elevados sobre estructuras enterradas y de contención de tierras;
- rotura de áridos constituidos por materiales tales como rocas blandas, escorias, arenas volcánicas, etc., empleados como rellenos ligeros.

#### **5.4 Agotamiento o rebajamiento del nivel freático**

(1)P Cualquier sistema para eliminar el agua del terreno o para rebajar el nivel freático se deberá realizar basándose en los resultados de una investigación geotécnica.

(2) El agua se puede eliminar del terreno por drenaje por gravedad, por bombeo desde pozos, mediante well-points o pozos de drenaje, o por electro-ósmosis. El método adoptado dependerá de:

- las condiciones en que se encuentren el terreno y el agua freática;
- las características del proyecto: por ejemplo, profundidad de la excavación y amplitud del rebajamiento del nivel freático.

Una parte del sistema del rebajamiento del nivel freático puede ser un sistema de pozos de recarga, situados a una cierta distancia de la excavación.

(3)P El proyecto del rebajamiento del nivel freático debe satisfacer las siguientes condiciones:

- en el caso de excavaciones, el efecto del descenso del nivel freático debe mantener la estabilidad de las paredes de la excavación durante todo el proceso y debe evitar un excesivo levantamiento o rotura de la base, debido, por ejemplo, a presiones de agua bajo una capa menos permeable;
- el proyecto adoptado no debe provocar asientos excesivos o daños en las estructuras cercanas;
- el proyecto adoptado no debe provocar excesivos arrastres del terreno, debidos a las filtraciones en la base o en los laterales de la excavación;
- excepto en los casos de materiales bien graduados, que pueden actuar por sí mismos como filtros, se deberán colocar alrededor de los puntos de achique unos filtros adecuados para asegurar que no se produce un transporte significativo de material con el agua bombeada;
- el agua extraída de una excavación debe ser evacuada lejos de la zona de excavación;
- el plan de rebajamiento debe ser proyectado y ejecutado para mantener los niveles de agua y las presiones intersticiales de proyecto, sin fluctuaciones significativas;
- deberá haber un margen de capacidad de bombeo suficiente y deberá existir un equipo de repuesto para facilitar el mantenimiento o paliar un caso de avería;
- cuando se permita al nivel freático volver a su nivel original, se deberá tener cuidado para prevenir problemas tales como el colapso de los suelos que tengan una estructura sensible, como son por ejemplo las arenas sueltas;
- el dispositivo adoptado no permitirá que haya un transporte excesivo de agua contaminada hacia la excavación;
- el dispositivo adoptado no conducirá a una extracción excesiva de agua en una zona de captación de agua para el consumo.

- (4)P La efectividad del rebajamiento se comprobará mediante medidas del nivel freático, presiones de agua y movimientos del terreno, si fuera necesario. Los datos recogidos serán revisados e interpretados frecuentemente para determinar los efectos del rebajamiento sobre las condiciones del terreno y sobre el comportamiento de las estructuras en construcción y las del entorno.
- (5)P Si las operaciones de bombeo se han de llevar a cabo durante un período de tiempo prolongado, el agua subterránea se debe analizar para detectar la presencia de sales disueltas y de gases que pudieran producir corrosión de los filtros u obstrucciones en ellos y en las conducciones por precipitación de sales. La acción bacteriana también puede ser un problema, ya que puede causar depósitos que obstruyan el pozo en rebajamientos que duren mucho tiempo.

### 5.5 Mejora y refuerzo del terreno

- (1)P Antes de proceder a cualquier método de mejora o refuerzo del terreno, se debe proceder a una investigación geotécnica para obtener un conocimiento adecuado de las condiciones iniciales del terreno.
- (2)P El método de mejora del terreno para una situación particular se debe elegir teniendo en cuenta los siguientes factores:
- el espesor y las propiedades de los estratos del terreno existente o de los materiales de relleno;
  - la magnitud de las presiones de agua en los diferentes estratos;
  - la naturaleza, tamaño y posición de las estructuras que se van a apoyar en el terreno;
  - la prevención de daños a estructuras o servicios cercanos;
  - si la mejora del terreno es temporal o permanente;
  - en términos de deformaciones previstas, la relación entre el método de mejora del terreno y la secuencia de construcción;
  - los efectos sobre el medio ambiente, incluyendo la contaminación por materiales tóxicos o los cambios en el nivel freático;
  - los efectos a largo plazo respecto al deterioro de los materiales.
- (3) En muchos casos, los trabajos de mejora y refuerzo del terreno se deberían clasificar en la Categoría Geotécnica 3.
- (4)P La eficacia de la mejora del terreno en relación con los criterios de aceptación se comprobará mediante la determinación de los cambios en las propiedades o condiciones del terreno debidos a los métodos de mejora.

## **6 CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

### **6.1 Generalidades**

- (1)P Las disposiciones de este capítulo son de aplicación a cimentaciones superficiales que comprenden zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación. Algunas de las disposiciones también se pueden aplicar a cimentaciones profundas tales como cajones.

### **6.2 Estados límite**

- (1)P Se debe confeccionar una lista de los estados límite que se han de tener en cuenta. Se considerarán los siguientes estados límite:
- pérdida de la estabilidad general;
  - fallo por capacidad portante;
  - fallo por deslizamiento;
  - fallo combinado en el terreno y en la estructura;
  - fallo estructural debido a movimientos de la cimentación;
  - asientos excesivos;
  - levantamientos excesivos;
  - vibraciones inaceptables.

### **6.3 Acciones y situaciones de proyecto**

- (1)P Al seleccionar las acciones para el cálculo de los estados límite, se deben considerar las acciones que aparecen en el apartado 2.4.2.
- (2) Cuando la rigidez de la estructura sea significativa, puede ser necesario un análisis de la interacción terreno-estructura para determinar la distribución de las acciones.
- (3)P Las situaciones de proyecto se seleccionarán de acuerdo con los principios establecidos en el apartado 2.2.
- (4) Al seleccionar las situaciones de proyecto para las cimentaciones superficiales es especialmente importante determinar la profundidad del nivel freático.

### **6.4 Consideraciones de proyecto y construcción**

- (1)P Al elegir la profundidad de una cimentación superficial se deben considerar los siguientes puntos:
- alcanzar un estrato de capacidad portante adecuada;
  - la profundidad por encima de la cual la retracción y el hinchamiento de los suelos arcillosos, debido a los cambios estacionales o a árboles y arbustos, pueda producir movimientos apreciables;
  - la profundidad por encima de la cual se pueden producir daños debido a la acción de las heladas;
  - la profundidad del nivel freático del terreno y los problemas que pueden presentarse si la excavación de la cimentación debe hacerse por debajo de dicha profundidad;
  - los posibles movimientos del terreno y la reducción de la resistencia del estrato portante a causa de filtraciones, efectos climáticos, o debido a las operaciones de construcción;
  - los efectos de las excavaciones necesarias para la construcción sobre las cimentaciones y estructuras cercanas;
  - las excavaciones futuras para alojar servicios que estén próximos a la cimentación;
  - las temperaturas altas o bajas transmitidas desde la edificación;
  - la posibilidad de socavación.

- (2)P Además de cumplir todos los requisitos de comportamiento, el ancho de la cimentación se debe proyectar teniendo en cuenta consideraciones prácticas relativas a la economía de las excavaciones, el establecimiento de tolerancias, las necesidades de espacio de trabajo y las dimensiones del muro o pilar a soportar por la cimentación.
- (3)P Al proyectar una cimentación superficial, se debe usar uno de los siguientes métodos de proyecto:
- Un método directo, en el que se realizan análisis separados para cada uno de los estados límite, utilizando modelos de cálculo y valores de proyecto para las acciones y los parámetros del terreno. Al comprobar un estado límite último, el cálculo modelizará el mecanismo de fallo contemplado tan aproximadamente como sea posible. Al comprobar un estado límite de servicio, se debe utilizar un análisis en deformaciones.
  - Suponer una cierta capacidad portante, estimada empíricamente usando experiencias comparables y los resultados de observaciones o medidas de laboratorio y de campo, y elegida teniendo en cuenta las cargas del estado límite de servicio, de manera que se satisfagan los requisitos de todos los estados límites relevantes.

Los modelos de cálculo para el proyecto en los estados límite últimos y de servicio de las cimentaciones superficiales sobre suelos se dan en 6.5 y 6.6. La resistencia que se puede suponer para el proyecto de las cimentaciones superficiales sobre roca se da en 6.7.

## 6.5 Proyecto en estados límite último

### 6.5.1 Estabilidad general

- (1)P Los fallos debidos a una pérdida de la estabilidad general se comprobarán, en particular, para las cimentaciones que se encuentren en las siguientes situaciones:
- cerca de o sobre un lugar inclinado, una ladera natural o un terraplén;
  - cerca de una excavación o de un muro de contención;
  - cerca de un río, un canal, un lago, una presa o de la línea costera;
  - cerca de una zona de trabajos de minería o de estructuras enterradas.

Para tales situaciones se demostrará, mediante los principios descritos en el capítulo 9, que un fallo de estabilidad de la masa de terreno que sujeta la cimentación es suficientemente improbable.

### 6.5.2 Fallo de capacidad portante

#### 6.5.2.1 Generalidades

- (1)P Para demostrar que una cimentación soportará las cargas de proyecto con un adecuado margen de seguridad frente a un fallo de capacidad portante, se debe satisfacer la siguiente desigualdad para todos los casos de carga de estado límite último y para todas las combinaciones de cargas:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

donde

$V_d$  es la carga de proyecto de estado límite último, perpendicular a la base de la cimentación, que incluye el peso de la misma y de cualquier material de relleno. En condiciones drenadas, las presiones de agua se incluirán generalmente como acciones en el cálculo de  $V_d$ .

$R_d$  es la capacidad portante de proyecto de la cimentación frente a las cargas perpendiculares, teniendo en cuenta el efecto de cualquier carga inclinada o excéntrica.  $R_d$  se calculará utilizando los valores de proyecto de los parámetros correspondientes, elegidos de acuerdo con 2.4.3 y 3.3.



- (2) Cuando las presiones de agua alrededor de la cimentación sean hidrostáticas, el cálculo de  $V_d$  se puede simplificar usando los pesos sumergidos de los elementos de la estructura que se encuentren por debajo del nivel freático

#### 6.5.2.2 Método analítico

- (1)P En la evaluación analítica de la capacidad portante vertical de proyecto,  $R_d$ , de una cimentación superficial se deben considerar tanto las situaciones a largo como a corto plazo, especialmente en suelos de grano fino, donde los cambios de presión intersticial pueden provocar cambios en la resistencia al corte.
- (2) El Anexo B da un ejemplo de un método analítico para el cálculo de la capacidad portante.
- (3)P Cuando la masa de suelo o roca por debajo de la cimentación presenta un modelo estructural definido de capas o discontinuidades en general, el mecanismo de rotura supuesto y la resistencia al corte seleccionada deberán tener en cuenta las características estructurales del terreno.
- (4)P Cuando se calcule la capacidad portante de proyecto de una cimentación sobre unos depósitos muy estratificados, se deberán determinar los valores de proyecto de los parámetros del terreno de cada una de las capas.
- (5) Cuando exista una formación resistente por debajo de una formación débil, la capacidad portante se puede calcular utilizando los parámetros de corte de la formación débil.

#### 6.5.2.3 Método semiempírico

- (1)P La capacidad portante de proyecto de una cimentación superficial se puede estimar semiempíricamente en base a los resultados de ensayos *in situ*, teniendo en cuenta las experiencias comparables.
- (2) El Anexo C da un ejemplo del método semiempírico de estimación de la capacidad portante.

#### 6.5.3 Fallo por deslizamiento

- (1)P Cuando la carga no es perpendicular a la base de la cimentación, las cimentaciones deben comprobarse frente al deslizamiento.
- (2)P Para asegurarse frente al deslizamiento sobre una base horizontal, se debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \quad (6.2)$$

donde

$H_d$  es la componente horizontal de la carga de proyecto, que incluye el empuje activo de proyecto de las tierras,

$S_d$  es la resistencia al corte de proyecto entre la base de la cimentación y el terreno,

$E_{pd}$  es el empuje pasivo de proyecto de las tierras situadas en el lado de la cimentación que se puede movilizar con el desplazamiento correspondiente al estado límite considerado y que se mantiene durante toda la vida de la estructura.

- (3) Los valores de  $S_d$  y  $E_{pd}$  deberían estar en relación con la escala del movimiento previsto en el estado límite último considerado. Para grandes movimientos se debería considerar la posible importancia del comportamiento resistente "post-pico" del terreno.
- (4)P Cuando la base sea inclinada, se debe aplicar una condición semejante a la de la desigualdad (6.5).
- (5)P Para cimentaciones en suelos arcillosos dentro de la zona de movimientos estacionales, se debe tener en cuenta la posibilidad de que la arcilla pueda separarse de las caras verticales de la cimentación.

- (6)P Se debe considerar la posibilidad de que el suelo situado delante de la cimentación pueda ser eliminado por la erosión o por efecto de la actividad humana.
- (7)P En las situaciones en las que existe drenaje, la resistencia al corte de proyecto,  $S_d$ , se debe calcular utilizando la siguiente ecuación:

$$S_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d \quad (6.3)$$

donde

$V'_d$  es la carga efectiva de proyecto, perpendicular a la base de la cimentación;

$\delta_d$  es el ángulo de rozamiento de proyecto en la base de la cimentación.

- (8) El ángulo de rozamiento de proyecto  $\delta_d$  puede suponerse igual al ángulo de resistencia al corte  $\phi'_d$  para las cimentaciones de hormigón *in situ* e igual a  $2/3$  de  $\phi'_d$  para las cimentaciones prefabricadas lisas. Se debería despreciar cualquier cohesión efectiva  $c'$ .
- (9)P En las situaciones en que no existe drenaje, la resistencia al corte de proyecto,  $S_d$ , se debe limitar en general por la siguiente expresión:

$$S_d = A' c_u \quad (6.4)$$

donde

$A'$  es el área efectiva de la base, al igual que en 6.5.2.2;

$c_u$  es la resistencia al corte sin drenaje.

Si es posible que llegue agua o aire a la superficie de contacto entre la cimentación y una capa de arcilla no drenante, se debe realizar la siguiente comprobación:

$$S_d \leq 0,4 V_d \quad (6.5)$$

El requisito (6.5) únicamente puede soslayarse si la succión impide la separación entre la cimentación y el terreno en aquellas zonas donde no hay presiones de carga positivas.

#### 6.5.4 Cargas con grandes excentricidades

- (1)P Se deben tomar precauciones especiales cuando la excentricidad de la carga supere  $1/3$  de la anchura de una zapata rectangular ó  $0,6$  veces el radio de una zapata circular.

Tales precauciones incluyen:

- una revisión cuidadosa de los valores de proyecto de las acciones, de acuerdo a 2.4.2;
- proyectar la posición del extremo de la cimentación teniendo en cuenta posibles desviaciones en las obras.

- (2) A menos que se tenga especial cuidado durante las obras, se deben considerar posibles diferencias de hasta  $0,10$  m.
- (3)P El anterior valor de proyecto, conservador para la situación del extremo de la cimentación, se deberá usar en las comprobaciones de la capacidad portante.

### 6.5.5 Fallo estructural debido a movimientos de la cimentación

- (1)P Se considerarán los movimientos diferenciales verticales y horizontales de las cimentaciones de una estructura, bajo las cargas de proyecto del estado límite último, y los parámetros de deformación del terreno, para asegurar que dichos movimientos no producen un estado límite último en la estructura soportada.
- (2) Se puede adoptar el segundo método descrito en 6.4.(3)P utilizando una capacidad portante de proyecto para la cual los desplazamientos no provoquen un estado límite último en la estructura.
- (3)P En terrenos que puedan hinchar, se debe evaluar el levantamiento diferencial que se puede producir, y las cimentaciones y la estructura se deben proyectar para resistirlo o acomodarse a él.

### 6.6 Proyecto en estado límite de servicio

- (1)P Los movimientos de la cimentación provocados por la superestructura serán considerados tanto en términos de desplazamiento de la cimentación completa, como de desplazamientos diferenciales de las distintas partes de la misma.
- (2)P Se utilizarán las cargas de proyecto del estado límite de servicio cuando se calculen los movimientos de la cimentación para su comparación con los criterios de servicio.
- (3)P El rango posible de los movimientos horizontales y verticales debe ser evaluado y comparado con los valores límite de los movimientos indicados en 2.4.5.
- (4)P Se deben considerar los movimientos provocados por las acciones sobre la cimentación, tales como las indicadas en 2.4.2.
- (5)P Los métodos que se pueden usar para calcular los movimientos verticales (asientos) provocados por las cargas sobre la cimentación se dan en 6.6.1.
- (6) Los cálculos de asientos no deberían considerarse exactos. Solamente indican un valor aproximado.

#### 6.6.1 Asientos

- (1)P Los cálculos de asientos incluyen tanto el asiento instantáneo como el diferido.
- (2) Para el cálculo de asientos en suelos saturados, se deben considerar las siguientes tres componentes:
  - asiento sin drenaje, debido a deformación por corte a volumen constante,  $s_0$ ;
  - asiento de consolidación,  $s_1$ ;
  - asiento de fluencia,  $s_2$ .

Se debe tener especial cuidado en aquellos suelos, tales como los suelos orgánicos o las arcillas susceptibles, en los que los asientos se pueden prolongar casi indefinidamente debido al fenómeno de fluencia o consolidación secundaria.

La profundidad hasta la cual las capas de suelo compresible deberían ser tenidas en cuenta depende del tamaño y forma de la cimentación, de la variación de la deformabilidad del suelo con la profundidad y del espaciamiento de los elementos de la cimentación.

Normalmente, esta profundidad se debe tomar como aquella a la cual la tensión vertical efectiva debida a la carga de la cimentación alcanza el 20% de la tensión efectiva debida al peso del terreno.

Para muchos casos esta profundidad puede estimarse aproximadamente como 1 a 2 veces la anchura de la cimentación, pero puede reducirse para las losas anchas con carga ligera. Esto no es válido para suelos muy blandos.

- (3)P Se debe evaluar cualquier posible asiento adicional causado por la autocompactación del terreno.
- (4) Se deben considerar los siguientes puntos:
  - en rellenos y suelos colapsables, los posibles efectos producidos por el propio peso, la inundación y la vibración;
  - en arenas formadas por granos poco resistentes, los efectos de los cambios de tensiones.
- (5)P Se adoptarán, cuando sean apropiados, tanto modelos lineales, como no-lineales, para la deformabilidad del terreno.
- (6) El Anexo D da ejemplos de varios métodos para la evaluación de los asientos.
- (7)P Se deben evaluar los asientos diferenciales y los giros relativos, teniendo en cuenta tanto la distribución de las cargas como la posible variabilidad del terreno, para poder asegurar que no se produce un estado límite de servicio.
- (8) Los asientos diferenciales calculados sin tener en cuenta la rigidez de la estructura tienden a estar sobreestimados. Se puede utilizar un análisis de la interacción suelo-estructura para justificar unos valores más reducidos de los asientos diferenciales.

Se deben tener en cuenta los asientos diferenciales causados por la variabilidad del terreno, a menos que éstos se impidan mediante la rigidez de la estructura. Para cimentaciones superficiales sobre terreno natural, la magnitud de dicho asiento puede ser normalmente de hasta 10 mm, aunque en general no suele exceder del 50% del asiento total calculado.

Se debe estimar la rotación de una cimentación cargada de forma excéntrica, suponiendo una distribución lineal de tensiones, y calculando el asiento de las esquinas de la cimentación, utilizando la distribución de tensiones en el terreno bajo cada esquina y los métodos de cálculo de asientos descritos anteriormente.

#### **6.6.2 Análisis de vibraciones**

- (1)P Las cimentaciones de las estructuras sometidas a vibraciones o a cargas vibratorias se deberán proyectar para asegurar que no se produzcan asientos excesivos o niveles intolerables de vibración.
- (2) Se debería tomar precauciones para asegurar que no se provoque resonancia entre la frecuencia de la carga vibratoria y una frecuencia crítica del sistema terreno-cimentación, y para asegurar que no se produzca la licuefacción del suelo.
- (3)P Las vibraciones causadas por los terremotos se deben tener en cuenta de acuerdo con la Norma ENV 1998-1.

#### **6.7 Cimentaciones en roca: consideraciones adicionales de proyecto**

- (1)P En el proyecto de las cimentaciones superficiales en roca se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:
  - la deformabilidad y la resistencia del macizo rocoso y el asiento admisible de la estructura soportada;
  - la presencia de cualquier capa débil, fenómenos de disolución, fallas, etc., por debajo de la cimentación;
  - la presencia de planos de estratificación u otras discontinuidades y sus características (relleno, continuidad, abertura, espaciamiento);
  - el estado de meteorización, descomposición y fracturación de la roca;
  - la alteración del estado natural de la roca, provocada por actividades constructivas tales como trabajos subterráneos, taludes, etc, que estén cerca de la cimentación.

- (2) Las cimentaciones superficiales en roca se pueden proyectar normalmente utilizando el método de la capacidad portante supuesta, descrito en el 6.4.(3)P.

En el caso de rocas ígneas, gneísicas, calizas y areniscas, que estén intactas y sean resistentes, la capacidad portante supuesta está limitada por la resistencia a la compresión del hormigón de la cimentación.

El Anexo E presenta un ejemplo de un método para obtener la capacidad portante supuesta de cimentaciones superficiales en roca.

El asiento de una cimentación se puede evaluar en base a experiencias comparables utilizando las clasificaciones geomecánicas (véase apartado 3.3.9).

## **6.8 Proyecto estructural de cimentaciones superficiales**

- (1)P Las cimentaciones superficiales se deben verificar frente al fallo estructural, de acuerdo con el apartado 2.4.

- (2) Para cimentaciones rígidas, las tensiones transmitidas al terreno por la carga pueden suponerse distribuidas linealmente. Se pueden utilizar análisis más detallados de interacción suelo–estructura para justificar un proyecto más económico, siguiendo los principios de 2.1(8)P.

Para cimentaciones flexibles, la distribución de la tensión de contacto se puede obtener mediante la modelización de la cimentación como una viga o placa sobre un medio continuo deformable o sobre una serie de muelles con la rigidez y resistencia apropiadas.

- (3)P El estado de servicio de una losa de cimentación y de una zapata corrida se debe comprobar suponiendo la carga del estado límite de servicio y una distribución de presiones transmitidas al terreno correspondiente a la deformación de la cimentación y del terreno.

- (4) Normalmente se puede suponer una distribución lineal de presiones debidas a la carga.

Para las situaciones de proyecto que impliquen la actuación de cargas concentradas sobre una losa de cimentación y/o zapata corrida, las fuerzas y los momentos flectores en la estructura se pueden obtener a partir de un modelo de reacción del terreno, utilizando la elasticidad lineal. Los módulos de reacción se deben evaluar mediante un análisis de asientos y teniendo en cuenta una estimación adecuada de la distribución de presiones transmitidas al terreno. Los módulos se deben ajustar de tal manera que las presiones calculadas no excedan de los valores que se pueden suponer en un comportamiento lineal.

Los asientos totales y diferenciales de la estructura en su conjunto se deben calcular de acuerdo con el apartado 6.6.1. Para este análisis, normalmente los modelos de muelles elásticos no son apropiados.

Cuando la interacción suelo–estructura tenga un efecto dominante, se deben utilizar métodos más precisos, tales como el método de los elementos finitos.

## **7 CIMENTACIONES POR PILOTES**

### **7.1 Generalidades**

- (1)P Las disposiciones de este capítulo son de aplicación a pilotes que trabajan por punta, pilotes flotantes, pilotes sometidos a tracción y pilotes cargados transversalmente, que se vayan a colocar por hinca, empuje estático, a rotación o mediante perforación con o sin inyección.

### **7.2 Estados límite**

- (1)P Se confeccionará una lista de los estados límite a considerar. Se deben considerar los siguientes estados límite:
- pérdida de la estabilidad general;
  - fallo de la capacidad portante de la cimentación por pilotes;
  - levantamiento o insuficiente resistencia a tracción de la cimentación por pilotes;
  - fallo del terreno debido a las cargas transversales;
  - fallo estructural de un pilote a compresión, tracción, flexión, pandeo o corte;
  - fallo combinado del terreno y del pilote;
  - fallo combinado del terreno y de la estructura;
  - asientos excesivos;
  - levantamiento excesivo;
  - vibraciones inaceptables.

### **7.3 Acciones y situaciones de proyecto**

#### **7.3.1 Generalidades**

- (1)P En los cálculos de los estados límite, se deben considerar las acciones que aparecen en el apartado 2.4.2.
- (2)P Las situaciones de proyecto se deben obtener de acuerdo con los principios establecidos en el apartado 2.2.
- (3) Puede ser necesario un análisis de la interacción suelo–estructura para determinar las acciones de la estructura que se deben considerar en el proyecto de las cimentaciones por pilotes. En el análisis de la interacción puede ser necesario considerar tanto los valores característicos altos, como los bajos, de los parámetros de deformación.

#### **7.3.2 Acciones debidas al movimiento del terreno**

##### **7.3.2.1 Generalidades**

- (1)P El terreno en el que los pilotes se van a colocar puede estar sujeto a movimientos provocados por efecto de la consolidación, hinchamiento, cargas adyacentes, fluencia del suelo, deslizamientos o terremotos. Estos fenómenos afectan a los pilotes causando rozamiento negativo, levantamientos, tracciones, cargas transversales y movimientos. Para estas situaciones, los valores de proyecto de la resistencia y rigidez del terreno circundante deben ser normalmente los más elevados.
- (2)P Para realizar el proyecto se debe utilizar uno de los dos métodos siguientes:
- Se trata el movimiento del terreno como una acción. En este caso se lleva a cabo un análisis de interacción para determinar las fuerzas, los desplazamientos y las deformaciones en el pilote.
  - Se introduce, como una acción del proyecto, un límite superior de la fuerza que el terreno puede transmitir al pilote. Para la evaluación de esta fuerza se tendrán en cuenta la resistencia del terreno y el origen de la carga, representada por el peso o la compresión del terreno que se mueve o por la magnitud de las acciones que intervienen.

### 7.3.2.2 Rozamiento negativo

- (1)P Si los cálculos de proyecto se llevan a cabo tratando las fuerzas de arrastre hacia abajo o de rozamiento negativo como una acción, su valor será el máximo que se pueda desarrollar debido al asiento relativo del terreno respecto al pilote.
- (2) Para el cálculo de las máximas fuerzas provocadas por el rozamiento negativo, se tendrán en cuenta la resistencia al corte del terreno a lo largo del fuste del pilote, la profundidad del terreno compresible, el peso del terreno y las sobrecargas alrededor de cada pilote que producen el asiento.

Para un grupo de pilotes, se puede calcular un límite superior de las fuerzas provocadas por el rozamiento negativo a partir de la sobrecarga que produce el asiento teniendo en cuenta los cambios en la presión del agua, debidos a un descenso del nivel freático, a la consolidación o a la hincas de pilotes.

- (3)P Cuando se espere que el asiento del terreno, después de la colocación de los pilotes, sea pequeño, se puede realizar un proyecto económico tratando el asiento del terreno como una acción y llevando a cabo un análisis de interacción. Los valores de proyecto del asiento del terreno se obtendrán teniendo en cuenta las densidades y compresibilidades de los distintos materiales, de acuerdo con el apartado 2.4.3.
- (4) Los cálculos de interacción deberían tener en cuenta el desplazamiento relativo del pilote respecto al terreno circundante que asienta, la resistencia al corte del terreno a lo largo del fuste del pilote, el peso del terreno y la sobrecarga esperada alrededor de cada pilote, que son la causa del rozamiento negativo.

### 7.3.2.3 Levantamiento

- (1)P Para considerar el efecto del levantamiento, o de las fuerzas ascendentes que se pueden generar a lo largo del fuste del pilote, se debe tratar generalmente el movimiento del terreno como una acción.
- (2) La expansión o el levantamiento del terreno pueden ser el resultado de una descarga, excavación, acción de la helada o hincas de pilotes adyacentes. También pueden ser debidos a un incremento de la humedad del terreno, como consecuencia de una tala de árboles, de un cese de extracción de agua de los acuíferos, de impedirse la evaporación (por una construcción nueva) o debido a accidentes.

El levantamiento puede tener lugar durante la construcción, antes de que los pilotes entren en carga, y puede conducir a un movimiento inaceptable o a un fallo estructural de los pilotes.

### 7.3.2.4 Carga transversal

- (1)P Los movimientos transversales del terreno ejercen unas cargas transversales sobre las cimentaciones por pilotes. Estas cargas transversales se deben tener en cuenta si se produce una de las siguientes situaciones o una combinación de varias:
  - diferentes sobrecargas a cada lado de una cimentación por pilotes;
  - diferentes niveles de excavación a cada lado de una cimentación por pilotes;
  - una cimentación por pilotes colocada en el borde de un terraplén;
  - una cimentación por pilotes construida en una ladera afectada por procesos de reptación;
  - pilotes inclinados en un terreno que asienta;
  - pilotes en una zona sísmica.
- (2) Las cargas transversales sobre una cimentación por pilotes se deberían evaluar normalmente considerando los pilotes como vigas situadas dentro de una masa de suelo deformable.

Cuando las deformaciones horizontales de las capas superiores de un suelo blando sean grandes y los pilotes estén muy espaciados, la carga transversal resultante depende de las resistencias al corte de dichas capas de suelo blando.

## **7.4 Métodos y consideraciones de proyecto**

### **7.4.1 Métodos de Proyecto**

(1)P El proyecto se debe abordar con uno de los siguientes métodos:

- resultados de ensayos estáticos de carga, para los que se haya demostrado, por medio de cálculos u otros medios, que son consistentes con otras experiencias con las que tengan relación;
- métodos de cálculo empíricos o analíticos, cuya validez haya sido demostrada por ensayos estáticos de carga en situaciones comparables;
- resultados de ensayos dinámicos de carga, cuya validez haya sido demostrada por ensayos estáticos de carga en situaciones comparables.

(2) Los valores de proyecto de los parámetros utilizados en los cálculos deberían estar, en general, de acuerdo con el apartado 3.3, pero también se pueden tener en cuenta los resultados de los ensayos de carga al seleccionar dichos valores de parámetros.

Los ensayos estáticos de carga se pueden llevar a cabo en pilotes de prueba, ejecutados antes de terminar el proyecto, o en pilotes que formen parte de la cimentación.

Algunas veces es aceptable utilizar el comportamiento observado de una cimentación por pilotes existente, en vez de realizar ensayos de carga, siempre que esta forma de actuar esté avalada por los resultados del reconocimiento del terreno y de los ensayos.

Las cimentaciones por pilotes para estructuras clasificadas en la Categoría Geotécnica 1 pueden proyectarse utilizando la experiencia comparable, sin necesidad de hacer ensayos de carga o cálculos, siempre que el tipo de pilote y las condiciones del terreno estén dentro de la zona de la experiencia, que las condiciones del terreno se comprueben y que la instalación de los pilotes se supervise de acuerdo con los principios del capítulo 4.

### **7.4.2 Consideraciones de proyecto**

- (1)P Se debe considerar el comportamiento de los pilotes individuales y de los grupos de pilotes, y la rigidez y resistencia de la estructura que encepaa los pilotes.
- (2)P Al seleccionar los métodos de cálculo y los valores de los parámetros y al utilizar los resultados de los ensayos de carga, se debe considerar la duración y la variación en el tiempo de las cargas.
- (3)P Se deben tener en cuenta futuros planes de colocación o eliminación de sobrecargas de tierras o los posibles cambios del régimen del agua del terreno, tanto en los cálculos como en la utilización de los resultados de los ensayos de carga.
- (4)P En la elección del tipo de pilote, incluyendo la calidad del material del pilote y el método de instalación, se tendrán en cuenta:
- las condiciones del terreno en el emplazamiento, incluyendo la presencia o posibilidad de existencia de bolos o capas duras en el terreno;
  - las tensiones generadas en los pilotes durante su instalación;
  - la posibilidad de preservar y comprobar la integridad del pilote que se va a instalar;
  - el efecto del método y la secuencia de instalación de un pilote sobre los que ya han sido colocados o sobre las estructuras o servicios adyacentes;
  - las tolerancias con las que los pilotes pueden ser instalados de forma apropiada;
  - los efectos nocivos de productos químicos existentes en el terreno.



- (5) Al considerar los aspectos mencionados anteriormente, conviene prestar atención a los siguientes puntos:
- el espaciamiento entre pilotes en un grupo;
  - los movimientos o las vibraciones de las estructuras adyacentes debidas a la instalación de los pilotes;
  - el tipo de maza o vibrador utilizado;
  - las tensiones dinámicas en el pilote durante su hincia;
  - para aquellos tipos de pilotes perforados en que se utiliza un fluido en el interior de la perforación, la necesidad de mantener la presión del fluido a un determinado nivel, para garantizar que la perforación no colapse y que no se produzca la rotura hidráulica de la base;
  - la limpieza de la base y en algunas ocasiones de la pared excavada, especialmente cuando se usa bentonita, para eliminar los materiales remoldeados;
  - la inestabilidad local de la perforación durante las operaciones de hormigonado, ya que puede provocarse una inclusión de suelo en el fuste del pilote;
  - la entrada de suelo o agua dentro de la sección de los pilotes hormigonados *in situ*;
  - la alteración del hormigón antes de su fraguado debido al flujo de agua en el terreno;
  - el efecto de la succión del agua del hormigón por capas de arena no saturadas situadas, alrededor del pilote;
  - el retardo producido por los elementos químicos del suelo o el efecto del movimiento del agua del terreno sobre el hormigón fresco de los pilotes hormigonados *in situ* cuando no están encamisados permanentemente;
  - la compactación del suelo debido a la hincia de los pilotes de desplazamiento;
  - las perturbaciones del suelo debidas a la excavación de los pilotes perforados.

## **7.5 Ensayos de carga de pilotes**

### **7.5.1 Generalidades**

- (1)P Los ensayos de carga de pilotes se deben llevar a cabo en las siguientes situaciones:
- cuando se use un tipo de pilote o un método de instalación distinto a las experiencias comparables disponibles y que no haya sido ensayado en suelos o en condiciones de carga comparables;
  - cuando se use un sistema de pilotaje que se salga de la experiencia del personal que vaya a ejecutar el trabajo;
  - cuando los pilotes vayan a estar sometidos a una carga para la que la teoría y la experiencia no proporcionen una suficiente confianza en el proyecto. El procedimiento de ensayo debería por tanto proporcionar una carga similar a la supuesta en el proyecto;
  - cuando las observaciones realizadas durante el proceso de instalación indiquen que el comportamiento del pilote se desvía bastante y de forma desfavorable del supuesto a partir de la investigación in-situ o de la experiencia, y cuando las investigaciones del terreno no clarifiquen las razones de dicha desviación.
- (2) Los ensayos de carga en los pilotes se pueden usar para:
- establecer si el método constructivo es adecuado;
  - determinar la respuesta de un pilote representativo y del terreno circundante frente a la carga, tanto en términos de asiento como de carga límite;
  - comprobar el comportamiento de los pilotes individuales y enjuiciar el del conjunto del pilotaje.

En aquellos casos en que la eficacia de los ensayos de carga sea cuestionable debido a dificultades en modelizar las variaciones de carga (por ejemplo, cargas cíclicas) es conveniente usar unos valores de proyecto muy prudentes para las propiedades de los materiales.

- (3)P Si se realiza un ensayo de carga en un pilote, se debe situar normalmente donde se crea que existan las condiciones del terreno más adversas. Si esto no es posible, se admitirá un cierto margen de corrección al determinar el valor característico de la capacidad portante.

Si los ensayos de carga se realizan en dos o más pilotes de prueba, las localizaciones de los ensayos deben ser representativas del emplazamiento del pilotaje, y uno de los pilotes de prueba se debe situar donde se crea que existan las condiciones del terreno más adversas.

- (4)P Se debe permitir que transcurra un tiempo adecuado entre la instalación del pilote de prueba y el comienzo del ensayo de carga para asegurar que el material del pilote ha adquirido la resistencia requerida y que las presiones intersticiales han vuelto a sus valores iniciales.
- (5) En algunos casos puede ser necesario registrar las presiones intersticiales causadas por la instalación de los pilotes y su subsecuente disipación, para tomar una decisión apropiada sobre el comienzo del ensayo de carga.

### **7.5.2 Ensayos estáticos de carga**

#### **7.5.2.1 Proceso de carga**

- (1)P El desarrollo del ensayo de carga de pilotes, particularmente con respecto al número de escalones de carga, la duración de los mismos y la aplicación de los ciclos de carga, será tal que permita extraer conclusiones sobre el comportamiento deformacional, la fluencia y la deformación recuperable de la cimentación por pilotes a partir de las medidas realizadas en el pilote ensayado. En pilotes de prueba, la carga será tal que permita extraer conclusiones sobre la carga última de rotura.
- (2) Los ensayos de carga estáticos se deberían llevar a cabo de acuerdo con el procedimiento recomendado por el Subcomité ISSMFE de Ensayos de Laboratorio y de Campo, "Ensayos de Carga Axial en Pilotes, Método Sugerido", publicado en el "ASTM Geotechnical Testing Journal", de Junio de 1985, en las páginas 79 a 90.

Los dispositivos para la determinación de fuerzas, tensiones, deformaciones o desplazamientos deberían calibrarse antes de la realización del ensayo.

La dirección de la fuerza aplicada en un ensayo de pilote a compresión o tracción debería coincidir con el eje longitudinal del pilote.

En general, los ensayos de carga en pilotes realizados con el propósito de proyectar una cimentación por pilotes a tracción se deberían de llevar hasta rotura. La extrapolación del gráfico carga-desplazamiento obtenido de los ensayos de pilotes a tracción normalmente no debería hacerse, especialmente en el caso de cargas transitorias muy elevadas.

#### **7.5.2.2 Pilotes de prueba**

- (1)P El número de pilotes de prueba necesario para comprobar el proyecto se debe seleccionar basándose en los siguientes aspectos:
- las condiciones del terreno y su variabilidad a lo largo del emplazamiento;
  - la categoría geotécnica de la estructura;
  - los datos documentados previos sobre el comportamiento del mismo tipo de pilote en condiciones de terreno similares;
  - el número total y los tipos de pilotes existentes en el proyecto.
- (2)P Las condiciones del terreno en el lugar del ensayo se deben investigar minuciosamente. La profundidad de los sondeos o de los ensayos de campo será suficiente para averiguar la naturaleza del terreno tanto alrededor como debajo de la punta del pilote. Debe incluir todos los estratos que puedan contribuir significativamente al comportamiento deformacional del pilote, al menos hasta una profundidad de 5 veces el diámetro, por debajo de la punta del pilote, a menos que se encuentre roca sana o suelo muy duro a una profundidad menor.

- (3)P El método utilizado para la instalación de los pilotes de prueba será ampliamente documentado, de acuerdo con el apartado 7.10.

#### **7.5.2.3 Pilotes de servicio**

- (1)P El número de ensayos de carga sobre pilotes de servicio se debe seleccionar en base a los datos registrados durante la instalación.
- (2) La selección de los pilotes de prueba y de servicio puede prescribirse en los documentos del contrato. Esta prescripción puede estar referida a los resultados de los registros realizados durante la instalación de los pilotes.
- (3)P La carga aplicada a los pilotes de prueba y de servicio deberá ser al menos igual a la carga de proyecto utilizada, en cada caso, en el proyecto de la cimentación.

#### **7.5.3 Ensayos dinámicos de carga**

- (1)P Los resultados de los ensayos dinámicos de carga se pueden utilizar para proyectar, siempre que se haya realizado una investigación adecuada del emplazamiento y que el método haya sido calibrado en relación con ensayos estáticos de carga sobre el mismo tipo de pilotes, de similar longitud y sección transversal, y en unas condiciones de terreno equivalentes.
- (2)P Los resultados de los ensayos dinámicos de carga se deben considerar siempre en relación unos con otros.
- (3) Los ensayos de carga dinámica se pueden utilizar como un indicador de la resistencia de los pilotes y para detectar pilotes defectuosos.

#### **7.5.4 Informe del ensayo de carga**

- (1)P Se hará un informe de todos los ensayos de carga. Este informe incluirá:
- una descripción del emplazamiento;
  - las condiciones del terreno, haciendo referencia a las investigaciones realizadas;
  - el tipo de pilote;
  - una descripción de los dispositivos de carga y de medida, y del sistema de reacción;
  - los documentos de calibración de las células de carga, de los gatos y de los comparadores;
  - los registros de puesta en obra de los pilotes;
  - un documento fotográfico del pilote y su emplazamiento;
  - los resultados de los ensayos, en forma numérica;
  - los gráficos asientos-tiempo para cada carga aplicada, cuando se haya seguido un procedimiento de carga por escalones;
  - el comportamiento carga-asiento medido;
  - la justificación de las razones para realizar cualquier desviación de las recomendaciones anteriores.

### **7.6 Pilotes a compresión**

#### **7.6.1 Proyecto en estados límite**

- (1)P El proyecto deberá demostrar que las siguientes clases de estados límite son suficientemente improbables:
- estado límite último de fallo por estabilidad general;
  - estado límite último de fallo de capacidad portante de la cimentación por pilotes;

- estado límite último por colapso o daño muy grave de la estructura soportada, debidos a movimientos del pilotaje;
  - estados límite de servicio en la estructura soportada, a causa de los movimientos de los pilotes.
- (2) La estabilidad general se debería comprobar de acuerdo con el apartado 7.6.2. Normalmente el proyecto debe considerar el margen de seguridad con respecto al fallo por capacidad portante, que es el estado en el que los pilotes se desplazan de forma indefinida en el terreno con aumento despreciable de resistencia. Esto está desarrollado en el apartado 7.6.3.

El asiento de los pilotes se considera en 7.6.4. Para aquellos pilotes que necesiten unos movimientos grandes para alcanzar su capacidad portante última, se pueden producir estados límite últimos en las estructuras soportadas antes de que se movilice toda la resistencia de los pilotes. En estos casos, el método utilizado en 7.6.3 para la obtención de los valores característicos y de proyecto debería de emplearse también para toda la curva carga-asiento y con los mismos factores numéricos.

## 7.6.2 Estabilidad general

- (1)P Se debe considerar el fallo debido a la pérdida de estabilidad general de las cimentaciones que tengan pilotes a compresión.
- (2) Cuando haya posibilidad de inestabilidad, se deberían considerar superficies de rotura que pasen por debajo de los pilotes o que los intersecten.
- (3)P Las cláusulas del apartado 6.5.1 relativas a la estabilidad general de las cimentaciones superficiales son también de aplicación a las cimentaciones que tengan pilotes a compresión.

## 7.6.3 Capacidad Portante

### 7.6.3.1 Generalidades

- (1)P Para demostrar que la cimentación soportará las cargas de proyecto con un margen de seguridad adecuado, se debe cumplir la siguiente desigualdad para todos los casos de carga de estado límite último y todas las combinaciones de carga:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad (7.1)$$

donde

$F_{cd}$  es la carga a compresión axial de proyecto, en estado límite último;

$R_{cd}$  es la suma de todas las componentes de la capacidad portante de proyecto, en estado límite último, de la cimentación por pilotes frente a cargas axiales, teniendo en cuenta el efecto de cualquier carga inclinada o excéntrica.

- (2) En principio  $F_{cd}$  debería incluir el peso del pilote y  $R_{cd}$  debería incluir el peso de las tierras por encima de la cimentación. Sin embargo, estas dos componentes se pueden suprimir si se anulan entre sí aproximadamente. Pueden no anularse cuando:
- el rozamiento negativo es significativo;
  - el suelo es muy ligero;
  - o el pilote se prolonga por encima de la superficie del terreno.
- (3)P Para los grupos de pilotes, se deben considerar dos mecanismos de fallo:
- fallo por capacidad portante de los pilotes individualmente;
  - fallo por capacidad portante de los pilotes y del suelo contenido entre ellos, actuando como un bloque.

La capacidad portante de proyecto se debe tomar como el menor valor de estos dos.

- (4) Generalmente, la capacidad portante de un grupo de pilotes actuando como un bloque se puede calcular tratando el bloque como un pilote simple de gran diámetro. Cuando los pilotes se usen para reducir los asentos de una losa, su resistencia correspondiente a la carga de fluencia puede utilizarse para analizar los estados de servicio de la estructura.
- (5)P La valoración de la capacidad portante última de los pilotes individuales debe tener en cuenta los posibles efectos adversos de los pilotes adyacentes.
- (6)P Si el estrato sobre el que se apoyan los pilotes está por encima de una capa blanda, se debe tener en cuenta el efecto de esta capa sobre la capacidad portante de la cimentación.
- (7)P Al determinar la capacidad portante de proyecto de un grupo de pilotes, se debe tener en cuenta el tipo de estructura que encepaa los pilotes.
- (8) Si los pilotes soportan una estructura flexible, se debería suponer que la capacidad portante del pilote más débil gobierna la aparición de un estado límite.

Si los pilotes soportan una estructura rígida, se habría de aprovechar la capacidad de la estructura para redistribuir la carga entre los pilotes. Se producirá un estado límite solamente si hay un número significativo de pilotes que fallan de forma conjunta; por lo tanto, no se necesita considerar los modos de rotura que impliquen a un solo pilote.

Debería prestarse especial atención al posible fallo de los pilotes de borde, ocasionado por cargas inclinadas o excéntricas que procedan de la estructura soportada.

#### **7.6.3.2 Capacidad portante última calculada a partir de los ensayos de carga en pilotes**

- (1)P La manera en que se realicen los ensayos de carga debe estar de acuerdo con el apartado 7.5 y se debe especificar en el informe de proyecto.
- (2)P Los pilotes de prueba a ensayar se deben instalar de la misma manera que los pilotes de servicio, que formarán la cimentación, y se cimentarán sobre el mismo estrato.
- (3) Si el diámetro de los pilotes de prueba difiere del diámetro de los pilotes de servicio, se deben tener en cuenta las posibles diferencias de comportamiento entre pilotes de diferentes diámetros al evaluar la capacidad portante que se va a adoptar.

En el caso de pilotes de diámetro muy grande, no es práctico frecuentemente la realización de ensayos de carga en pilotes de prueba a escala real. Se pueden considerar los ensayos de carga en pilotes más pequeños siempre que:

- la relación entre el diámetro del pilote de prueba y el del pilote de servicio no sea menor de 0,5;
- los pilotes de prueba de diámetro más pequeño se fabriquen y se instalen de la misma manera que los pilotes usados en la cimentación;
- el pilote de prueba se instrumente de tal manera que las resistencias por la punta y por el fuste se puedan obtener de manera independiente a partir de las medidas.

Este método debería de utilizarse con cuidado con pilotes tubulares hincados, de extremo abierto, debido a la influencia del diámetro en la movilización de la resistencia por la punta del tapón de suelo en el pilote.

- (4)P En el caso de una cimentación por pilotes sometida a rozamiento negativo, se debe corregir la resistencia última del pilote o la movilizada para el criterio de verificación del estado límite último, según los resultados de las pruebas de carga, restando de las fuerzas medidas en la cabeza del pilote, la resistencia por rozamiento lateral, positiva, que se haya medido en el estrato compresible o sea máxima según criterios de proyecto.

- (5) Durante la prueba de carga, se desarrollará un rozamiento lateral positivo a lo largo de toda la longitud del pilote, que se debe tener en cuenta de acuerdo con el apartado 7.3.2.2. La máxima carga adjudicada a los pilotes de servicio debe ser superior a la suma de la carga externa de proyecto más dos veces el rozamiento negativo.
- (6)P Cuando se obtenga la capacidad portante característica última  $R_{ck}$  a partir de los valores de  $R_{cm}$  medidos en una o varias pruebas de carga de pilotes, se debe tener en cuenta la variabilidad del terreno y el efecto variable de la instalación de los pilotes. Como mínimo, las dos condiciones a) y b) de la Tabla 7.1 se deben cumplir usando la ecuación:

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi \quad (7.2)$$

**Tabla 7.1**  
**Factores  $\xi$  para obtener  $R_{ck}$**

Número de ensayos de carga	1	2	>2
a) Factor $\xi$ sobre el valor medio de $R_{cm}$	[1.5]	[1.35]	[1.3]
b) Factor $\xi$ sobre el valor menor de $R_{cm}$	[1.5]	[1.25]	[1.1]

- (7) Las componentes sistemáticas y aleatorias de las variaciones del terreno conviene distinguirlas en la interpretación de las pruebas de carga de pilotes. Se pueden tener en cuenta las componentes sistemáticas de la variación del terreno considerando diferentes zonas de condiciones homogéneas o una tendencia de las condiciones del terreno en función de la localización, dentro del emplazamiento de la obra. Se deben verificar los registros de la instalación del pilote o pilotes de prueba y se debe tener en cuenta cualquier desviación de las condiciones normales de ejecución. Dicha variación se debe cubrir en parte mediante una selección correcta de los pilotes de prueba.
- (8)P Para obtener la capacidad portante última de proyecto, el valor característico,  $R_{ck}$ , se debe subdividir en las componentes de resistencia por la punta,  $R_{bk}$ , y de resistencia por el fuste,  $R_{sk}$ , de tal manera que:

$$R_{ck} = R_{bk} + R_{sk} \quad (7.3)$$

- (9) La relación entre estas componentes se debe obtener de los resultados de la prueba de carga, cuando se hayan realizado medidas de esas componentes, o se debe estimar utilizando los métodos del apartado 7.6.3.3.
- (10)P La capacidad portante de proyecto,  $R_{cd}$ , se debe obtener de la siguiente expresión:

$$R_{cd} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s \quad (7.4)$$

donde

$\gamma_b$  y  $\gamma_s$  se toman de la Tabla 7.2.

**Tabla 7.2**  
**Valores de  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  y  $\gamma_t$**

Coefficientes parciales	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_t$
Pilotes hincados	[1.3]	[1.3]	[1.3]
Pilotes perforados	[1.6]	[1.3]	[1.5]
Pilotes CFA (de barrena helicoidal continua)	[1.45]	[1.3]	[1.4]

- 11) Normalmente las pruebas de carga sólo proporcionan las curvas que relacionan la carga del pilote con el asiento, y el tiempo con el asiento, sin distinguir entre resistencia por la punta y por el fuste. Por lo tanto, es frecuente no poder aplicar los coeficientes parciales al evaluar el valor de proyecto de la resistencia por la punta y por el fuste. En su lugar, se puede aplicar un coeficiente parcial a la resistencia característica última del pilote,  $R_{ck}$ , que corresponde a los valores  $\gamma_t$  dados en la Tabla 7.2.

### 7.6.3.3 Capacidad portante última obtenida a partir de los resultados de los ensayos de campo

- (1)P La capacidad portante de proyecto de un pilote,  $R_{cd}$ , se calculará de la siguiente manera:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (7.5)$$

donde

$R_{bd}$  es la resistencia por punta de proyecto;

$R_{sd}$  es la resistencia por fuste de proyecto.

- (2)P  $R_{bd}$  y  $R_{sd}$  se deben obtener de:

$$\begin{aligned} R_{bd} &= R_{bk} / \gamma_b \\ R_{sd} &= R_{sk} / \gamma_s \end{aligned} \quad \text{y} \quad (7.6)$$

donde

$$\begin{aligned} R_{bk} &= q_{bk} \cdot A_b \\ \text{y} \quad R_{sk} &= \sum_{i=1}^n q_{siki} \cdot A_{si} \end{aligned} \quad (7.7)$$

donde se han empleado los siguientes símbolos:

$R_{bk}$  y  $R_{sk}$  valores característicos de las resistencias por la punta y por el fuste;

$A$  área nominal de la base del pilote;

$A_{si}$  área nominal de la superficie lateral del pilote en la capa de suelo  $i$ ;

$q_{bk}$  valor característico de la resistencia por unidad de área de la base;

$q_{siki}$  valor característico de la resistencia por unidad de área de fuste en la capa  $i$ .

- (3)P Los valores de " $\gamma_b$ " y " $\gamma_s$ " se deben tomar de la Tabla 7.2.

- (4)P Los valores característicos  $q_{bk}$  y  $q_{siki}$  se deben obtener de las reglas de cálculo basadas en correlaciones establecidas entre los resultados de ensayos estáticos de carga y los resultados de ensayos de campo o laboratorio. Estas correlaciones deben corregirse de manera que la capacidad portante última utilizando los valores característicos  $q_{bk}$  y  $q_{siki}$ , no supere la capacidad portante última, utilizada para establecer la correlación, dividida por [1.5], por término medio.

- (5)P Las reglas de cálculo se deben establecer sobre la base de experiencias comparables, tal como se definió en el apartado 1.4.2.

- (6) Para evaluar la validez de una regla de cálculo, se deberían considerar los siguientes elementos:
- tipo de suelo, incluyendo granulometría, mineralogía, angulosidad, densidad, preconsolidación, compresibilidad y permeabilidad;
  - instalación del pilote, incluyendo método de excavación o hincado (u otro método de instalación), longitud, diámetro y material;
  - método de ensayo.
- (7)P Se debe tener en cuenta la resistencia de una zona del terreno por encima y por debajo de la punta del pilote al calcular la resistencia por la punta de un pilote.
- (8) La zona del terreno que influye en la resistencia por la punta abarca varios diámetros por encima y por debajo de la punta del pilote. En el proyecto, debería tenerse en cuenta la existencia de alguna capa débil en esta zona, ya que puede tener una gran influencia en la resistencia por la punta.
- Si el terreno blando se presenta a una profundidad por debajo de la punta menor que 4 veces el diámetro del pilote, debería considerarse la posibilidad de un mecanismo de fallo por punzonamiento.
- (9)P Para pilotes tubulares hincados, de extremo abierto, o para pilotes cajón, con aperturas mayores de 500 mm en cualquier dirección, sin dispositivos especiales dentro del tubo o cajón para inducir obturaciones, la resistencia por la punta se debe limitar al menor de los valores de:
- la resistencia al corte entre el tapón de terreno y la cara interior del tubo o cajón;
  - la resistencia en la punta obtenida utilizando el área transversal de la punta.
- (10)P Si se colocan pilotes con ensanchamientos en la punta, se deben tener en cuenta los posibles efectos adversos del ensanchamiento en la resistencia por la punta y por el fuste de los pilotes.

#### **7.6.3.4 Capacidad portante última calculada a partir de las fórmulas de hincado de los pilotes**

- (1)P Si se usan fórmulas de hincado de pilotes para evaluar la capacidad portante última de pilotes individuales a compresión en una cimentación, la validez de las fórmulas se debe haber demostrado mediante evidencias experimentales previas de buen comportamiento o mediante ensayos estáticos de carga realizados sobre el mismo tipo de pilote, de similar longitud y sección transversal, y en condiciones de terreno similares.
- (2)P Las fórmulas de hincado de pilotes solamente se usarán si la estratificación del terreno ha sido previamente determinada.
- (3)P En el proyecto se debe especificar el número de pilotes que se deben rehincar. Si el rehincado de pilotes da resultados más bajos, éstos se deben utilizar como base para la determinación de la capacidad portante última. Si el rehincado proporciona resultados más altos, éstos se pueden tener en cuenta.
- (4) El rehincado se debe llevar a cabo generalmente en suelos limosos, a menos que la experiencia local comparable haya mostrado que es innecesario.

#### **7.6.3.5 Capacidad portante última obtenida a partir del análisis de la ecuación de la onda**

- (1)P Si se usa el análisis de la ecuación de la onda para evaluar la capacidad portante última de pilotes individuales a compresión, la validez del análisis se debe haber demostrado mediante evidencias previas de comportamiento aceptable en ensayos estáticos de carga, realizados sobre el mismo tipo de pilote, de similar longitud y sección transversal, y en condiciones del terreno similares. El nivel de energía utilizado durante el ensayo de carga dinámica debe ser suficientemente alto para poder realizar una interpretación apropiada de la capacidad del pilote en un estado de deformación suficientemente alto.
- (2)P Los parámetros utilizados como datos en el análisis de la ecuación de la onda pueden estar sujetos a modificación cuando se lleven a cabo ensayos dinámicos en pilotes de prueba.



- (3) Los ensayos dinámicos en pilotes pueden proporcionar una visión más amplia del rendimiento real del martillo y de los parámetros dinámicos del terreno.
- (4)P Normalmente el análisis de la ecuación de la onda solamente se usará si la estratificación del terreno ha sido determinada mediante sondeos y ensayos de campo.

#### **7.6.4 Asiento de cimentaciones por pilotes**

- (1)P Los asientos para las condiciones de los estados límite últimos y de servicio se deben evaluar y comparar con los valores límite relevantes de los movimientos, dados en el apartado 2.4.5.
- (2)P En los casos en que pueda aparecer un estado límite en la estructura soportada, antes de que se movilice completamente la capacidad portante última de los pilotes, los procedimientos del apartado 7.6.3 para la determinación de los valores característicos y de proyecto se deben aplicar también a toda la curva asiento-carga, con los mismos factores numéricos y el mismo tratamiento del rozamiento negativo.
- (3)P La evaluación de los asientos debe incluir las siguientes componentes:
  - el asiento de un pilote aislado;
  - el asiento adicional debido al efecto grupo.

El análisis de asientos debe incluir una estimación de los asientos diferenciales que se pueden producir.

### **7.7 Pilotes a tracción**

#### **7.7.1 Generalidades**

- (1)P El proyecto de pilotes a tracción debe ser consistente con las normas de proyecto dadas en el apartado 7.6, cuando éstas sean aplicables. En este apartado se presentan las normas específicas para el proyecto de cimentaciones que incluyan pilotes a tracción.

#### **7.7.2 Resistencia última a tracción**

##### **7.7.2.1 Generalidades**

- (1)P Para demostrar que la cimentación soportará las cargas de proyecto con un adecuado margen de seguridad frente a la rotura a tracción, se debe cumplir la siguiente desigualdad para todos los casos de carga y todas las combinaciones de carga, en estado límite último:

$$F_{td} \leq R_{td} \quad (7.8)$$

donde

$F_{td}$  es la carga a tracción axial de proyecto, en estado límite último;

$R_{td}$  es la resistencia a tracción de proyecto, en estado límite último, de la cimentación por pilotes.

- (2)P Para pilotes a tracción, se deben considerar dos mecanismos de rotura:
  - extracción de los pilotes de la masa del terreno;
  - levantamiento del bloque de terreno que contiene los pilotes.
- (3) Para pilotes aislados a tracción o para grupos de pilotes a tracción, la rotura puede ocurrir por extracción de un cono de terreno, especialmente en el caso de pilotes con la punta ensanchada o empotrados en roca.

- (4)P Para demostrar que es adecuado el margen de seguridad frente a la rotura de pilotes a tracción por levantamiento del bloque de suelo que contiene los pilotes, tal como se ilustra en la figura 7.1, se debe cumplir la siguiente desigualdad para todos los casos de carga y todas las combinaciones de carga, en estado límite último:

$$F_{td} \leq W_d - (U_{2d} - U_{1d}) + F_d \quad (7.9)$$

donde

$F_{td}$  es la tracción de proyecto que actúa sobre el grupo de pilotes;

$W_d$  es el peso de proyecto del bloque de suelo (incluyendo el agua) y de los pilotes;

$F_d$  es la resistencia al corte de proyecto de los laterales del bloque de suelo;

$U_{1d}$  es la fuerza de proyecto, dirigida hacia abajo, debida a la presión de agua sobre la parte superior de la cimentación por pilotes;

$U_{2d}$  es la fuerza de proyecto, dirigida hacia afuera, debida a la presión de agua que actúa sobre la base del bloque de suelo.

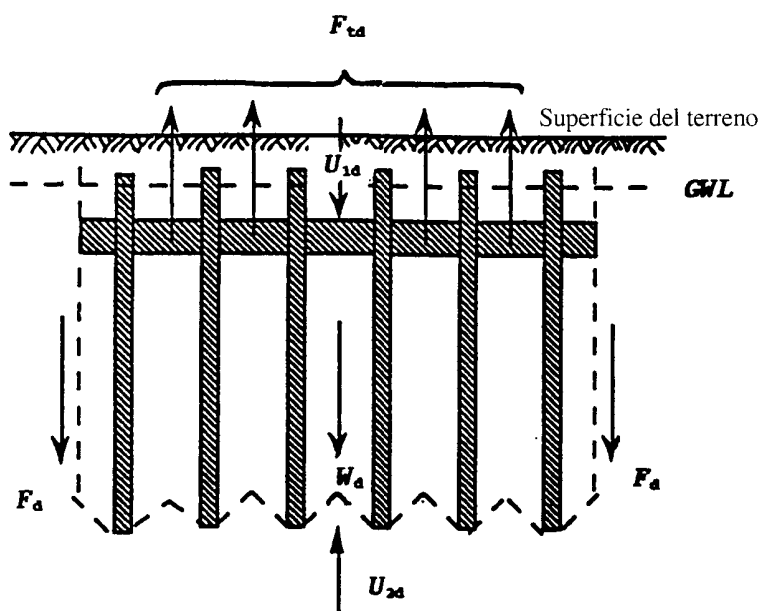


Fig. 7.1 – Rotura por levantamiento de un grupo de pilotes sometidos a tracción

- (5) Normalmente el efecto bloque gobernará la resistencia a tracción de proyecto si la distancia entre los pilotes es igual o menor que la raíz cuadrada del producto de la longitud del pilote por su diámetro.
- (6)P El efecto grupo, que puede reducir las tensiones verticales efectivas en el suelo y por tanto la resistencia por el fuste de los pilotes individuales del grupo, se debe tener en cuenta al evaluar la resistencia a tracción de un grupo de pilotes.
- (7)P Se debe tener en cuenta el efecto adverso, grave, que tienen las cargas cíclicas y las inversiones de carga sobre la resistencia a tracción.
- (8) Se debería utilizar la experiencia comparable, basada en pruebas de carga de pilotes, para evaluar este efecto.

### 7.7.2.2 Resistencia última a tracción calculada a partir de ensayos de carga en pilotes

- (1)P Los ensayos de carga en pilotes para determinar la resistencia última a tracción  $R_{td}$  de un pilote aislado se llevarán a cabo de acuerdo con el apartado 7.5 y teniendo en cuenta las cláusulas del apartado 7.6.3.2.
- (2)P Al obtener la resistencia característica última a tracción,  $R_{tk}$ , a partir de los valores de  $R_{tm}$  medidos en uno o en varios ensayos de carga, se debe tener en cuenta la variabilidad del terreno y la variabilidad del efecto de instalación de los pilotes. Como mínimo, las dos condiciones a) y b) de la Tabla 7.3 se deben cumplir usando la ecuación:

$$R_{tk} = R_{tm} / \xi \quad (7.10)$$

**Tabla 7.3**  
**Factores  $\xi$  para obtener  $R_{tk}$**

Número de ensayos de carga	1	2	>2
a) Factor $\xi$ sobre el valor medio de $R_{tm}$	[1.5]	[1.35]	[1.3]
b) Factor $\xi$ sobre el valor menor de $R_{tm}$	[1.5]	[1.25]	[1.1]

- (3) Normalmente cuando se van a cargar pilotes a tracción, se debe ensayar más de un pilote. En el caso de que haya un número muy grande de pilotes a tracción, debería ensayarse al menos el 2%.

Se deben verificar los partes de la instalación del pilote o pilotes ensayados y se debe tener en cuenta cualquier desviación de las condiciones normales de ejecución en la interpretación de los resultados del ensayo de carga de los pilotes.

- (4)P La resistencia última a tracción,  $R_{td}$ , se debe obtener de:

$$R_{td} = R_{tk} / \gamma_m \quad (7.11)$$

donde

$$\gamma_m = [1.6].$$

- (5)P Para grupos de pilotes, el efecto de la interacción se debe tener en cuenta al calcular la resistencia a tracción a partir de los resultados de las pruebas de carga sobre pilotes individuales.

### 7.7.2.3 Resistencia última a tracción calculada a partir de los resultados de ensayos del terreno

- (1)P Los métodos de cálculo basados en los resultados de ensayos solamente se usarán cuando hayan sido comprobados mediante ensayos de carga en pilotes similares, de similar longitud y sección transversal, y en condiciones de terreno similares.
- (2)P El valor de proyecto de la resistencia última a tracción de un pilote aislado o de un grupo de pilotes, obtenido a partir de los parámetros resistentes del suelo, se debe evaluar considerando la resistencia al corte entre el pilote y el suelo en los estratos que contribuyan a la resistencia a tracción del pilote.
- (3) El Anexo F da un ejemplo de modelo de cálculo de la resistencia a tracción de un pilote individual o de un grupo de pilotes.

### 7.7.3 Movimiento vertical

- (1)P Los movimientos verticales para las condiciones de los estados límite últimos y de servicio se deben evaluar y comparar con los valores límite relevantes de los movimientos.

- (2) Esta evaluación debe seguir los principios generales del apartado 7.6.4. En general, la comprobación de la resistencia última a tracción asegura que los movimientos verticales no provocarán daños en la estructura y que no se producirá ningún estado límite de servicio. Sin embargo, en algunas situaciones, se pueden presentar criterios muy severos para el estado límite de servicio y se requiere, por tanto, una comprobación por separado de los desplazamientos.

## **7.8 Pilotes cargados lateralmente**

### **7.8.1 Generalidades**

- (1)P El proyecto de pilotes sometidos a carga lateral debe ser consistente con las reglas de proyecto dadas en el apartado 7.6, cuando éstas sean aplicables. En esta sección se presentan las reglas específicas de diseño de cimentaciones que tengan pilotes sometidos a carga lateral.

### **7.8.2 Resistencia última frente a cargas laterales**

#### **7.8.2.1 Generalidades**

- (1)P Para demostrar que un pilote soportará las cargas laterales de proyecto con un adecuado margen de seguridad frente a la rotura, se debe cumplir la siguiente desigualdad para todos los casos de carga y todas las combinaciones de carga; en estado límite último:

$$F_{\text{trd}} \leq R_{\text{trd}} \quad (7.12)$$

donde

$F_{\text{trd}}$  es la carga lateral de proyecto, en estado límite último;

$R_{\text{trd}}$  es la resistencia de proyecto en estado límite último frente a cargas laterales, teniendo en cuenta el efecto de cualquier carga axial de compresión o tracción.

- (2) Se debe considerar uno de los siguientes mecanismos de rotura:
- para pilotes cortos, rotación o translación como un cuerpo rígido;
  - para pilotes largos esbeltos, rotura por flexión de un pilote, acompañada por rotura local y desplazamiento del suelo alrededor de la parte superior del pilote.
- (3)P Se debe tener en cuenta el efecto grupo al evaluar la resistencia de los pilotes cargados lateralmente.
- (4) Una carga transversal aplicada a un grupo de pilotes puede resultar en una combinación de compresión, tracción y fuerzas transversales aplicadas a los pilotes individuales.

#### **7.8.2.2 Resistencia última frente a cargas laterales, obtenida a partir de ensayos de carga en pilotes**

- (1)P Los ensayos de desplazamiento horizontal de la cabeza del pilote se deben llevar a cabo de acuerdo con el apartado 7.5 y teniendo en cuenta las cláusulas del apartado 7.6.3.2, cuando sean de aplicación.
- (2) Contrariamente a lo que ocurre con el procedimiento de ensayo descrito en el apartado 7.5, normalmente es innecesario cargar hasta rotura. La magnitud y la línea de acción de la carga de ensayo debe simular las cargas de proyecto del pilote.
- (3)P Se debe permitir una tolerancia por la variabilidad del terreno, particularmente en los metros superiores del pilote, al elegir el número de pilotes que se van a ensayar y al calcular la resistencia lateral de proyecto a partir de los resultados de los ensayos de carga.

- (4) Se deben verificar los partes de instalación del pilote o pilotes de prueba y se debe tener en cuenta cualquier desviación de las condiciones normales de ejecución en la interpretación de los resultados del ensayo de carga de los pilotes. En los grupos de pilotes se deben tener en cuenta el efecto de la interacción y la inmovilidad de la cabeza al calcular la resistencia transversal a partir de los resultados de los ensayos de carga sobre pilotes de ensayo individuales.

#### **7.8.2.3 Resistencia última frente a cargas laterales obtenida a partir de los resultados de ensayos del terreno y de los parámetros de resistencia del pilote**

- (1)P La resistencia transversal de un pilote o de un grupo de pilotes se debe calcular utilizando un conjunto compatible de momentos flectores, cortantes, reacciones del terreno y desplazamientos.
- (2)P El análisis de un pilote cargado lateralmente debe incluir la posibilidad de una rotura estructural del pilote en el terreno, en la zona por debajo de la superficie del mismo, de acuerdo con el apartado 7.9.
- (3) El cálculo de la resistencia frente a cargas laterales de un pilote largo y esbelto se puede llevar a cabo utilizando la teoría de la viga cargada en un extremo y soportada por un medio deformable, caracterizado por un coeficiente horizontal de reacción.
- (4)P El grado de libertad a rotación de los pilotes en la conexión con la estructura se debe tener en cuenta al evaluar la resistencia transversal de dichos pilotes.

#### **7.8.3 Desplazamiento transversal**

- (1)P La evaluación del desplazamiento transversal de la parte superior de una cimentación por pilotes debe tener en cuenta:
- la rigidez del terreno y su variación con el nivel tensional;
  - la rigidez a flexión de los pilotes individuales;
  - la rigidez a momento de los pilotes en la conexión con la estructura;
  - el efecto grupo;
  - el efecto de las cargas alternativas o cíclicas.

#### **7.9 Proyecto estructural de pilotes**

- (1)P Los pilotes se deben verificar frente a fallo estructural, de acuerdo con el apartado 2.4.
- (2)P La estructura de los pilotes se debe proyectar para adaptarse a todas las situaciones a las que los pilotes estén sometidos, tanto durante la construcción, incluyendo transporte e hincado cuando se requiera, como durante el uso. Los pilotes sometidos a tracciones se deben proyectar para soportar toda la fuerza de tracción completa a lo largo de toda su longitud, si es necesario.
- (3)P El proyecto estructural debe contemplar las tolerancias de construcción, especificadas para el tipo de pilote, las componentes de las acciones y el comportamiento de la cimentación.
- (4)P Los pilotes esbeltos que atraviesen agua o depósitos gruesos de suelo muy blando se deben comprobar a pandeo.
- (5) El fallo por pandeo no es probable que ocurra en pilotes embebidos completamente en el terreno.

De acuerdo con la práctica establecida, el pandeo se debe comprobar en pilotes en capas de suelo con resistencia característica sin drenaje menor de 15 kPa.

#### **7.10 Supervisión de la construcción**

- (1)P Un plan de instalación de los pilotes debe ser la base de los trabajos de construcción.

- (2) El plan debería dar las siguientes informaciones de proyecto:
- el tipo de pilote, con designación si está normalizado, o Aprobación Técnica en caso contrario;
  - la posición e inclinación de cada pilote, y las tolerancias en la posición;
  - la sección transversal del pilote;
  - la longitud del pilote;
  - el número de pilotes;
  - la capacidad de carga requerida a cada pilote;
  - el nivel de la punta del pilote (respecto a una base fija dentro o cerca del emplazamiento de la obra) o la resistencia a la penetración requerida;
  - la secuencia de instalación;
  - las obstrucciones conocidas;
  - cualquier otra limitación a las actividades de instalación del pilotaje.
- (3)P Se debe instrumentar la colocación de todos los pilotes y se deben hacer registros del emplazamiento de la obra y de la colocación de los pilotes. Se debe disponer, para cada pilote, de un parte firmado por el supervisor del trabajo y por el constructor del pilote.
- (4) El parte de instalación de cada pilote debería incluir lo siguiente, cuando sea conveniente:
- el tipo de pilote y el equipo de colocación;
  - el número del pilote;
  - la sección transversal, la longitud y el armado del pilote (para pilotes de hormigón);
  - la fecha y hora de la colocación (incluyendo las interrupciones en la construcción);
  - el tipo de hormigón, el volumen de hormigón utilizado y el método de colocación para los pilotes hormigonados in-situ;
  - el peso específico, el pH, el índice de viscosidad de Marsh y el contenido de finos de los lodos bentoníticos (cuando se usen);
  - las presiones de bombeo de la lechada o del hormigón, diámetros internos y externos, paso de hélice y penetración por vuelta (para pilotes barrenados helicoidales continuos u otros pilotes de inyección);
  - para pilotes hincados, los valores de las medidas de resistencia a la hincada, tales como el peso y altura de caída o la energía de la maza, la frecuencia de los golpes y el número de golpes para penetrar al menos los últimos 0.25 m;
  - la potencia de arranque de los vibradores (cuando se usen);
  - el par aplicado al motor de perforación (cuando se use);
  - para pilotes de extracción, los estratos encontrados en la excavación y las condiciones de la punta, si el comportamiento de la punta es crítico;
  - las obstrucciones encontradas durante las operaciones de instalación del pilote;
  - las desviaciones de posición y dirección, y la cota real de instalación.

- (5)P Los partes se deben conservar durante al menos un período de cinco años tras la terminación de los trabajos. Los planos de las obras realmente ejecutadas se deben recoger tras la terminación del pilotaje y conservar junto a los documentos de construcción.
- (6)P Si las observaciones in situ o la inspección de los partes revelan incertidumbres con respecto a la calidad de los pilotes instalados, se deben llevar a cabo investigaciones adicionales para determinar las condiciones de los pilotes durante la construcción y si son necesarias medidas de corrección. Estas investigaciones deben incluir o el rehincado o ensayos de la integridad de los pilotes, en combinación con ensayos del terreno adyacente a los pilotes sospechosos, y ensayos estáticos de carga en los pilotes.
- (7)P Se deben realizar ensayos para examinar la integridad de los pilotes cuya calidad sea sensible a los procedimientos de colocación, si los procedimientos no se pueden controlar de una manera fiable.
- (8) Se pueden usar ensayos dinámicos con pequeñas deformaciones para hacer una evaluación global de los pilotes que pudieran tener defectos graves o que pudieran haber provocado una pérdida importante de resistencia en el suelo durante la construcción. Ya que defectos tales como una calidad insuficiente del hormigón o un espesor insuficiente del revestimiento del hormigón, que afectan al comportamiento a largo plazo del pilote, generalmente no se pueden detectar mediante los ensayos dinámicos, pueden ser necesarios para la supervisión de la construcción otros ensayos tales como ensayos sónicos, ensayos de vibración o extracción de testigos.

## 8 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

### 8.1 General

- (1)P Las disposiciones de este capítulo se aplican a las estructuras que sirven para la contención de terreno, material similar o agua. Se entiende que el material es contenido si se le mantiene con una inclinación superior a la que adoptaría de forma natural si la estructura no estuviera presente. Las estructuras de contención incluyen todo tipo de muros y sistemas de sostenimiento, en los que los elementos estructurales se combinan con suelo o roca.
- (2) Al considerar el proyecto de las estructuras de contención puede ser apropiado distinguir entre los tres tipos principales siguientes de estructuras de contención:
- los muros de gravedad son muros de piedra o de hormigón en masa o armado, que tienen una zapata base con o sin tacón o zarpa. El propio peso del muro, a veces incluyendo suelo estabilizador o masas rocosas, juega un papel significativo en el sostenimiento del material contenido. Entre los ejemplos de tales muros se incluyen los muros de gravedad de hormigón, de espesor constante o variable, los muros de hormigón armado sobre zapatas, los muros de contrafuertes, etc;
  - las contenciones embebidas en el terreno son relativamente delgadas, de acero, hormigón armado o madera, sujetas por anclajes, codales y/o empuje pasivo de tierras. La resistencia a flexión de tales estructuras juega un papel significativo en el sostenimiento del material contenido, mientras que el papel del peso de dicha estructura es insignificante. Entre los ejemplos de tales estructuras se incluyen: las pantallas de tablestacas de acero en voladizo, las pantallas de tablestacas ancladas o con codales de acero o de hormigón, los muros pantalla, etc;
  - las estructuras de contención mixtas incluyen elementos de los dos tipos anteriores. Existe una gran variedad de tales muros. Los ejemplos incluyen los "cofferdams", las estructuras de tierras reforzadas con tendones, geotextiles o inyecciones, las estructuras con filas múltiples de anclajes al terreno o claveteado del suelo, etc.

### 8.2 Estados límite

- (1)P Se debe incluir una lista de los estados límite que han de considerarse. Como mínimo, los siguientes estados límite se deben considerar para todos los tipos de estructuras de contención:
- pérdida de estabilidad global;
  - rotura de un elemento estructural, tal como un muro, un anclaje, un codal o tabla de entibación, o un fallo en la conexión entre dichos elementos;
  - rotura combinada del terreno y de un elemento estructural;
  - movimientos de la estructura de contención que puedan causar el colapso o afectar a la apariencia o al uso eficiente de la estructura, de las estructuras cercanas o de los servicios que se apoyan en ella;
  - pérdida de agua por filtración, inaceptable, a través o por debajo del muro;
  - transporte inaceptable de granos de suelo a través o por debajo del muro;
  - cambios inaceptables en el flujo de agua del terreno.
- (2)P Además, se deben considerar los siguientes estados límite para las estructuras de contención por gravedad y para las estructuras de contención mixtas:
- fallo de capacidad portante del suelo debajo de la base;
  - fallo por deslizamiento por la base del muro;
  - fallo por vuelco del muro.
- y para las estructuras de contención empotradas:
- fallo por rotación o traslación del muro, o de partes del mismo;
  - fallo por pérdida del equilibrio vertical del muro.



- (3)P Para todos los tipos de estructuras de contención se deben considerar las posibles combinaciones de los estados límite antes mencionados.
- (4) En el proyecto de las estructuras de contención de gravedad se encuentra frecuentemente el mismo tipo de problemas encontrados en el proyecto de las cimentaciones superficiales y terraplenes y desmontes. Al considerar los estados límite para las estructuras de contención de gravedad se deben aplicar, por tanto, los principios del capítulo 6, cuando sean apropiados. Se debe poner especial cuidado para tener en cuenta el fallo de capacidad portante del terreno por debajo de la base del muro, bajo cargas con grandes excentricidades e inclinaciones; véase el apartado 6.5.4.

### **8.3 Acciones, datos geométricos y situaciones de proyecto**

#### **8.3.1 Acciones**

- (1)P Al seleccionar las acciones para el cálculo de los estados límite, se deben considerar las acciones que aparecen en el apartado 2.4.2.

##### **8.3.1.1 Peso del material de relleno**

- (1)P Los valores de proyecto del peso unitario del material de relleno se deben estimar en base al conocimiento de los materiales disponibles para efectuar el relleno. El Informe del Proyecto Geotécnico debe especificar las comprobaciones que se deben efectuar durante el proceso constructivo para verificar que los valores reales de campo no son peores que los supuestos en el proyecto.

##### **8.3.1.2 Sobrecargas**

- (1)P La determinación de los valores de proyecto de las sobrecargas debe tener en cuenta la presencia sobre o cerca de la superficie del terreno de edificios cercanos, vehículos aparcados o en movimiento, grúas, material granular almacenado, mercancías, contenedores, etc.
- (2) Se debe poner especial cuidado en el efecto de las sobrecargas repetidas, tales como las que se producen en las vías de las grúas situadas sobre un muro de muelle. Las presiones inducidas por tales cargas pueden exceder significativamente las debidas a la carga permanente o a la resultante de una aplicación estática de una carga de igual magnitud.

##### **8.3.1.3 Peso del agua**

- (1)P Los valores de proyecto del peso unitario del agua deben reflejar si el agua es dulce, salina o está cargada con productos químicos o contaminantes hasta tal punto que haga necesario una modificación de los valores normales.
- (2) Las condiciones locales, como la salinidad y el contenido de fango, pueden influir sustancialmente en el peso unitario del agua.

##### **8.3.1.4 Fuerzas del oleaje**

- (1)P Los valores de proyecto del oleaje y de las fuerzas de impacto del oleaje se deben seleccionar sobre la base de datos locales disponibles, para las condiciones climáticas e hidráulicas existentes en el emplazamiento de la estructura.

##### **8.3.1.5 Fuerzas de sujeción**

- (1)P Las componentes de las fuerzas provocadas por las operaciones de pretensado se deben considerar como acciones. Los valores de proyecto se deben seleccionar teniendo en cuenta el efecto de sobretensión de los anclajes y el efecto de una relajación de los anclajes.

### 8.3.1.6 Fuerzas de colisión

- (1)P La determinación de los valores de proyecto de las cargas de impacto debe tener en cuenta la energía absorbida por el sistema de contención.
- (2) Para impactos laterales sobre muros de contención, es necesario normalmente considerar la rigidez aumentada que muestra el terreno contenido al resistir un impacto sobre la cara del muro. Además se debería investigar el riesgo de licuefacción, debido al impacto lateral sobre muros empotrados.
- (3)P La carga de impacto de un témpano de hielo al colisionar con una estructuras de contención se debe calcular teniendo en cuenta la resistencia a compresión del hielo y el espesor del témpano. Al calcular la resistencia a la compresión del hielo, se debe tener en cuenta su salinidad y homogeneidad.

### 8.3.1.7 Efecto de la temperatura

- (1)P Al proyectar una estructura de contención se debe tener en cuenta el efecto de las diferencias anormales de temperatura, en el tiempo y en el espacio.
- (2) Los efectos de los cambios de temperatura se deben considerar especialmente al determinar las cargas en codales y puntuales.

Los efectos del fuego se tratan en las partes dedicadas al fuego, de los Eurocódigos relativos a los distintos materiales.

- (3)P Los valores de proyecto de las fuerzas que actúan sobre una estructura de contención, provocadas por una capa de hielo que cubra una lámina de agua, se deben calcular teniendo en cuenta:
  - la temperatura inicial del hielo antes de que empiece el deshielo;
  - la velocidad a la que aumenta la temperatura;
  - el espesor del hielo.
- (4)P Se deben tomar precauciones especiales, tales como una selección del material de relleno adecuado, un sistema de drenaje o de aislamiento, para prevenir la formación de lentejones de hielo en el terreno detrás de las estructuras de contención.

### 8.3.2 Datos geométricos

- (1)P Los valores de proyecto de los datos geométricos se deben obtener de acuerdo con los principios establecidos en el apartado 2.4.5.

#### 8.3.2.1 Superficies del terreno

- (1)P Los valores de proyecto de los datos geométricos concernientes al relleno situado por detrás de la estructura de contención deben tener en cuenta la variación de los valores de campo reales. Los valores de proyecto deben también tener en cuenta la excavación prevista o la posible erosión delante de la estructura de contención.
- (2) Cuando la estabilidad de un muro de contención dependa del empuje pasivo del terreno situado delante de la estructura, el nivel del terreno en reacción pasiva se debe bajar en los cálculos de estado límite último una cantidad igual a  $\Delta_a$ . Para un muro en voladizo,  $\Delta_a$  debe ser igual al [10%] de su altura, y para un muro anclado o apoyado,  $\Delta_a$  debe ser igual al [10%] de la altura por debajo del apoyo más bajo, con  $\Delta_a$  limitado a un máximo de 0,5 m.

#### 8.3.2.2 Niveles de agua

- (1)P La selección de los valores de proyecto de los datos geométricos que determinan el régimen de agua libre y el régimen de agua subterránea se debe hacer sobre la base de datos locales disponibles, para las condiciones hidráulicas e hidrogeológicas existentes en el emplazamiento de la estructura de contención.

- (2)P Se debe tener en cuenta también el efecto de las variaciones de la permeabilidad sobre el régimen de filtración del agua subterránea. Se debe considerar la posibilidad de condiciones adversas de presión de agua, debidas a la presencia de niveles de agua colgada o artesisana.

### 8.3.3 Situaciones de proyecto

- (1)P En el proyecto de las estructuras de contención se deben considerar los siguientes puntos:
- la variación de las propiedades del suelo con el tiempo y en el espacio;
  - las variaciones de los niveles de agua y de la presión intersticial con el tiempo;
  - la variación de las acciones y de la forma en que se combinan;
  - la excavación, socavación o erosión delante de la estructura de contención;
  - el efecto previsible de futuras estructuras y sobrecargas;
  - el rellenado de la parte trasera de la estructura de contención;
  - los movimientos del terreno debidos a subsidencia, heladas, etc.
- (2) En estructuras marítimas, las fuerzas debidas al hielo y al oleaje no es necesario que sean aplicadas simultáneamente en el mismo punto.

### 8.4 Consideraciones de proyecto y construcción

- (1)P En el proyecto se deben considerar los estados límite últimos y de servicio, utilizando uno de los métodos mencionados en el apartado 2.1.
- (2) La complejidad de la interacción entre el terreno y la estructura de contención hace que sea difícil, a veces, el proyectar una estructura de contención en detalle, antes del comienzo de la ejecución real. En estos casos es apropiado usar el método observacional para el proyecto de las estructuras de contención.

En muchas estructuras de contención de tierras, se produce un estado límite crítico cuando el muro se desplaza lo suficiente para provocar daño en las estructuras o en los servicios cercanos. Aunque el colapso del muro puede no ser inminente, el grado de daño causado de esta manera puede exceder considerablemente un estado límite de servicio en la estructura soportada. Sin embargo, los métodos de proyecto y los factores de seguridad requeridos por este código para el proyecto mediante los estados límite últimos son normalmente suficientes para prevenir la aparición de este tipo de estado límite, siempre que los suelos involucrados sean al menos firmes o medianamente densos y que los métodos y las secuencias de construcción sean adecuados. Sin embargo, se requiere especial cuidado con algunos depósitos de arcilla muy sobreconsolidada, en los que las tensiones horizontales en reposo pueden inducir movimientos sustanciales en una extensión amplia alrededor de las excavaciones.

- (3)P El proyecto de las estructuras de contención debe tener en cuenta los siguientes puntos, cuando haya lugar:
- los efectos de la construcción del muro, incluyendo:
  - la disposición de apoyos temporales en los lados de la excavación;
  - los cambios en las tensiones in-situ y los movimientos del terreno resultantes, causados por la construcción del muro;
  - la perturbación del terreno debido a operaciones de hinca o de sondeos;
  - la ejecución de accesos para la construcción;
  - el grado de impermeabilidad al agua requerido, en el muro terminado;
  - la posibilidad de que en la construcción del muro se alcance un estrato de baja permeabilidad y por tanto se forme una barrera frente al agua. Se debe evaluar el nivel resultante de equilibrio del agua del terreno;
  - la posibilidad de realizar anclajes en los terrenos adyacentes;

- la posibilidad de excavación entre puntales de los muros de contención;
  - la capacidad del muro para soportar carga vertical;
  - la ductilidad de los componentes estructurales;
  - el acceso para el mantenimiento del propio muro y cualquier medida para el drenaje;
  - la apariencia y la durabilidad del muro y de los anclajes;
  - para tablestacado, la necesidad de una sección suficientemente rígida para poder ser hincados hasta la penetración de proyecto, sin pérdida de las uniones;
  - la estabilidad de las perforaciones y de las excavaciones para los paneles de pantalla mientras estén abiertas;
  - para el relleno, la naturaleza de los materiales disponibles y los medios usados para compactarlo en la zona próxima al muro, de acuerdo con el apartado 5.3.
- (4) Siempre que sea posible, los muros de contención se deben proyectar de tal manera que la estructura avise del peligro (por ejemplo, al acercarse a un estado límite último) mediante señales visibles. El proyecto debe evitar la aparición de una rotura frágil, por ejemplo un colapso repentino, sin deformaciones preliminares sospechosas.
- (5)P Si la seguridad y el servicio del proyecto dependen del comportamiento satisfactorio del drenaje, se deben considerar las consecuencias de un fallo del sistema de drenaje, teniendo en cuenta el daño a la vida de la estructura y el coste de la reparación. Se debe aplicar una de las siguientes condiciones (o una combinación de ellas):
- se debe especificar un programa de mantenimiento para el sistema de drenaje, y el proyecto debe permitir un acceso para tal fin;
  - se debe demostrar tanto por experiencias comparables como por una evaluación del agua influyente, que el sistema de drenaje operará adecuadamente sin mantenimiento.
- (6) Se deben considerar las cantidades de filtración, las presiones y el posible contenido químico del agua que fluya.

## **8.5 Determinación de los empujes de tierras y de las presiones de agua**

### **8.5.1 Empujes de tierras de proyecto**

- (1)P La determinación de los empujes de tierras de proyecto debe tener en cuenta la forma y la cantidad del movimiento y de deformación que es aceptable y que puede tener lugar en la estructura de contención, en el estado límite considerado.
- (2) En cuanto sigue, la palabra "empuje de tierras" también indicará los empujes debidos a las rocas blandas y meteorizadas e incluirá las presiones del agua del terreno.

Los empujes de los materiales almacenados en silos se deben calcular de acuerdo con la ENV 1991-4, Eurocódigo 1, Acciones sobre silos.

- (3)P Los cálculos de las magnitudes y de las direcciones de los empujes de tierras de proyecto deben tener en cuenta:
- las sobrecargas en la superficie del terreno y la inclinación de la superficie del terreno;
  - la inclinación del muro respecto de la vertical;
  - los niveles de agua y las fuerzas de filtración en el terreno;
  - la magnitud y la dirección del movimiento del muro relativo al terreno;
  - el equilibrio, tanto horizontal como vertical, de la estructura de contención;
  - la resistencia al corte y el peso unitario del terreno;
  - la rigidez del muro y del sistema de apoyo;
  - la rugosidad del muro.

- (4) La proporción de fricción y adherencia del muro movilizadas es una función de:
- los parámetros de resistencia del terreno;
  - las propiedades de fricción de la superficie de contacto entre el terreno y el muro;
  - la dirección de los movimientos del muro respecto al terreno y la magnitud del movimiento relativo terreno-muro;
  - la capacidad del muro para soportar las fuerzas verticales producidas por la fricción y adherencia del muro.

La tensión tangencial que se puede movilizar en la superficie de contacto terreno-muro está limitada por los parámetros de la superficie de contacto terreno-muro, " $\delta$ " y " $a$ ". Para un muro completamente liso,  $\delta = 0$  y  $a = 0$ , y para uno completamente rugoso,  $\delta = \phi$  y  $a = c$ .

En una pantalla de tablestacas de acero o de hormigón, que contenga arena o material granular, normalmente puede suponerse que  $\delta = k\phi$  y  $a = 0$ , donde " $\phi$ ", debido a las perturbaciones en la superficie de contacto terreno-muro, no debería exceder del ángulo de rozamiento de estado crítico del terreno, y " $k$ " no debería exceder del valor de 2/3 para hormigón prefabricado o tablestacado metálico, mientras que se puede suponer el valor 1 para hormigón vertido directamente. En un tablestacado metálico en arcillas, en condiciones sin drenaje, se debe suponer normalmente  $\delta = 0$  y  $a = 0$  inmediatamente después de la hinca. La regeneración del rozamiento puede tener lugar tras un cierto período de tiempo.

- (5)P Las magnitudes y las direcciones de proyecto del empuje de tierras se deben calcular de acuerdo con las especificaciones dadas en la Tabla 2.1, utilizando los valores de proyecto de los parámetros del terreno apropiados para el estado límite último considerado.
- (6) El valor de proyecto del empuje de tierras en un estado límite último es generalmente diferente a su valor en un estado límite de servicio. Estos dos valores se determinan a partir de dos cálculos fundamentalmente diferentes. Por tanto, cuando se exprese como una acción, el empuje de tierras puede no caracterizarse por un único valor característico.
- (7)P En el caso de estructuras de contención de masas de roca, los cálculos del empuje del terreno deben tener en cuenta el efecto de las discontinuidades, con particular atención a su orientación, abertura, rugosidad, y a las características mecánicas de cualquier material de relleno que hubiera.
- (8)P En el caso de estructuras de contención para suelos con problemas de hinchamiento, los cálculos del empuje de tierras deben tener en cuenta el potencial de hinchamiento del terreno.
- (9) Las presiones de hinchamiento producidas por los suelos cohesivos dependen de la plasticidad, de la humedad de colocación y de las condiciones hidráulicas del contorno.

### 8.5.2 Valores del empuje de tierras en reposo

- (1)P Cuando no haya movimiento relativo entre el muro y el terreno, el empuje de tierras se debe calcular en su estado de tensiones en reposo. La determinación del estado en reposo debe tener en cuenta la historia tensional del terreno.
- (2) Las condiciones en reposo existirán normalmente en el terreno situado detrás de una estructura de contención cuando el movimiento de la estructura sea menor que  $5 \cdot 10^{-4} \cdot H$ , para los suelos normalmente consolidados.

Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente  $K_0$  de empuje en reposo, que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (es decir, el peso de las tierras), se puede determinar mediante:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{R_{oc}} \quad (8.1)$$

donde

$R_{oc}$  indica la razón de sobreconsolidación. La fórmula no se debería utilizar para valores extremadamente altos de  $R_{oc}$ .

Si el terreno se eleva a partir del muro con un ángulo  $\beta \leq \phi'$  con respecto a la horizontal, la presión efectiva horizontal  $\sigma_{ho}$  se puede relacionar con la tensión efectiva vertical por medio del factor  $K_{o\beta}$  que es igual a:

$$K_{o\beta} = K_o (1 + \tan \beta) \quad (8.2)$$

La dirección del empuje de tierras se puede suponer, entonces, paralela a la superficie del terreno.

### 8.5.3 Valores límite del empuje de tierras

- (1)P Los valores límite del empuje de tierras son los empujes activos o pasivos que se producen cuando la resistencia al corte del terreno se moviliza completamente y no hay ningún impedimento al tipo y magnitud necesaria de movimiento del terreno o del muro.

El Anexo G da varios ejemplos de procedimientos para calcular los valores límites del empuje de tierras.

- (2)P Cuando existan codales, anclajes o elementos similares que impongan condiciones cinemáticas a la estructura, los valores límite tienden a una única distribución de empujes de tierras posibles y no necesariamente la más adversa (o económica).
- (3)P Se debe demostrar que existe equilibrio vertical para la distribución de empujes supuesta. En caso contrario, los parámetros de fricción del muro se tienen que reducir en una cara del muro.

### 8.5.4 Valores intermedios del empuje de tierras

- (1)P Los valores intermedios del empuje de tierras se producen cuando los movimientos del muro son insuficientes para movilizar los valores límite. La determinación de los valores intermedios del empuje de tierras debe tener en cuenta la magnitud del movimiento del muro y su dirección en relación al terreno.
- (2) El movimiento necesario para el desarrollo de un estado límite activo en un terreno no cohesivo, con una compacidad mediana, como mínimo es del siguiente orden de magnitud:
- rotación sobre la coronación del muro  $0.002 \cdot H$
  - rotación sobre el pie del muro  $0.005 \cdot H$
  - movimiento de traslación  $0.001 \cdot H$

donde

$H$  es la altura del muro.

Los valores intermedios del empuje de tierras se pueden calcular utilizando reglas empíricas, métodos de constantes de muelles, métodos de elementos finitos, etc.

### 8.5.5 Efectos de la compactación

- (1)P Se produce un incremento del empuje de tierras si el trasdós del muro se rellena por capas y el relleno se compacta. La determinación del empuje de tierras adicional debe tener en cuenta el procedimiento de compactación.
- (2) La instrumentación indica que el empuje adicional depende de la energía aplicada, el espesor de las capas compactadas, y el número de pasadas de la unidad de compactación. Sin embargo, la compactación se reduce cuando se coloca y compacta la capa siguiente. Cuando se completa el relleno de trasdós, el exceso de empuje actúa normalmente sobre la parte superior del muro.
- (3)P Se deben aplicar unos métodos de compactación adecuados durante la ejecución, con el objetivo de evitar unos empujes de tierras excesivos que puedan conducir a movimientos excesivos para la estructura.

### **8.5.6 Presiones de agua**

- (1)P La determinación de las presiones de agua de proyecto debe tener en cuenta los niveles de agua por encima del terreno y el nivel freático.
- (2)P Al comprobar los estados límite últimos y de servicio, se deben tener en cuenta las presiones de agua en las combinaciones de las acciones, de acuerdo con los apartados 2.4.2 y 8.4(5)P.
- (3)P Para estructuras que contengan suelos de media o baja permeabilidad (limos y arcillas), se debe suponer que las presiones de agua que actúan por detrás del muro corresponden a un nivel freático que se supone situado a un nivel no inferior a la parte superior del material con menor permeabilidad, a menos que se instale un sistema de drenaje fiable o que se impida la infiltración.
- (4)P Cuando puedan producirse cambios súbitos del nivel de agua libre, se deben examinar tanto la situación no estable que se produce inmediatamente después del cambio del nivel freático, como la situación estable.
- (5)P Cuando no se tome ninguna medida especial de drenaje o no se tomen precauciones para prevenir la infiltración, se deben considerar los efectos posibles de las grietas de tracción o retracción rellenas de agua.
- (6) En estas circunstancias, cuando se contengan suelos cohesivos, la presión total de proyecto no debería ser menor, normalmente, que la presión de agua creciendo hidrostáticamente desde cero en la superficie del terreno.

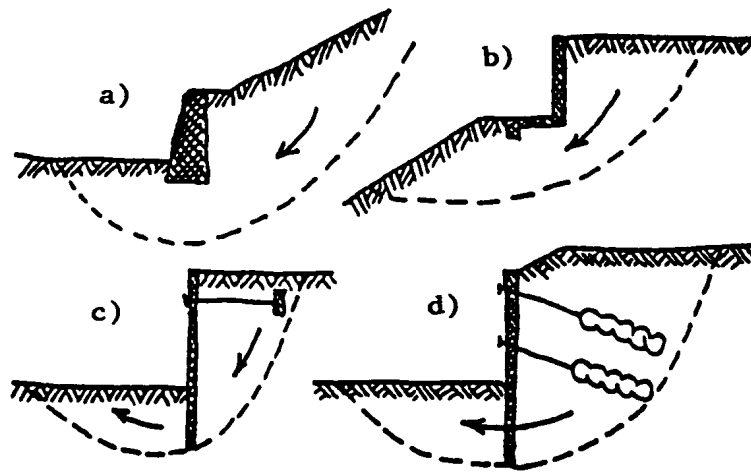
## **8.6 Cálculo en estado límite último**

### **8.6.1 Generalidades**

- (1)P El proyecto de las estructuras de contención se debe comprobar en el estado límite último utilizando las acciones de proyecto y las situaciones de proyecto apropiadas a ese estado, tal como se especifica en el apartado 8.3.
- (2)P Se deben considerar todos los estados límites relevantes.
- (3) Como mínimo, deberían considerarse los estados límite de los tipos que aparecen en las figuras 8.1 a 8.6 para las estructuras de contención más comúnmente utilizadas.
- (4)P Los cálculos de los estados límite últimos deben establecer que se puede lograr el equilibrio utilizando las acciones y las resistencias de proyecto, tal como se especifica en los apartados 2.4.2 y 2.4.3. Se debe considerar la compatibilidad de deformaciones de los materiales involucrados en el cálculo, al dar valores a las resistencias de proyecto.
- (5)P Se deben usar en proyecto los valores máximos o mínimos de la resistencia del terreno, según sea más desfavorable.
- (6)P Se pueden usar métodos de cálculo que redistribuyan los empujes de tierras en función de los desplazamientos y las rigideces relativas entre el terreno y los elementos estructurales.
- (7)P Para los suelos de grano fino, se debe considerar tanto el comportamiento a corto, como a largo plazo.
- (8)P Para muros que soporten presiones de agua diferenciales, se debe comprobar la seguridad frente al fallo debido a la inestabilidad hidráulica (erosión).

### **8.6.2 Estabilidad global**

- (1)P Los principios de la Sección 9 se deben usar para demostrar que no se producirá un fallo de estabilidad global y que las deformaciones correspondientes son suficientemente pequeñas.

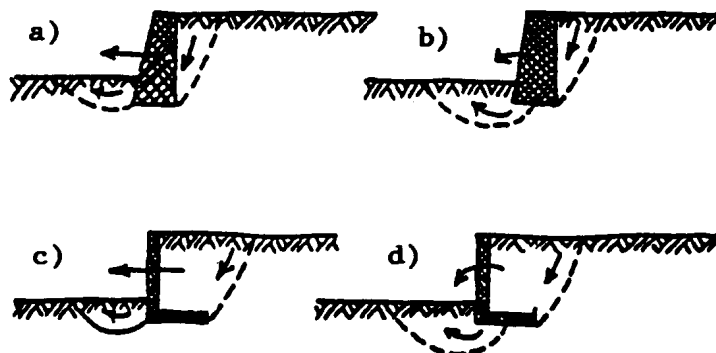


**Fig. 8.1 – Ejemplos de situaciones límite de estabilidad global de las estructuras de contención**

- (2) Como mínimo, se deben considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la Figura 8.1, teniendo en cuenta la rotura progresiva y la licuefacción.

### 8.6.3 Fallo de la cimentación de muros de gravedad

- (1)P Los principios del capítulo 6 se deben usar para demostrar que un fallo de la cimentación es suficientemente improbable y que las deformaciones correspondientes serán pequeñas. Se debe considerar tanto la capacidad portante como el deslizamiento.



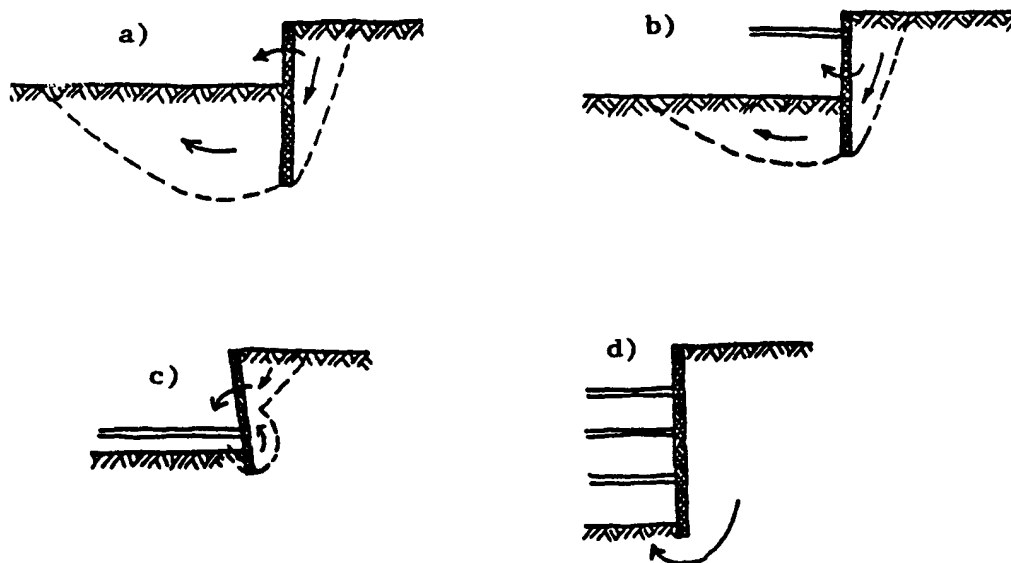
**Fig. 8.2 –Ejemplos de situaciones límite de fallos de la cimentación de los muros de gravedad**

- (2) Como mínimo, se deben considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la Figura 8.2.

### 8.6.4 Fallo por rotación de muros empotrados en el terreno

- (1)P Se debe demostrar por cálculos de equilibrio que los muros empotrados en el terreno tienen suficiente penetración en el terreno para prevenir un fallo por rotación.



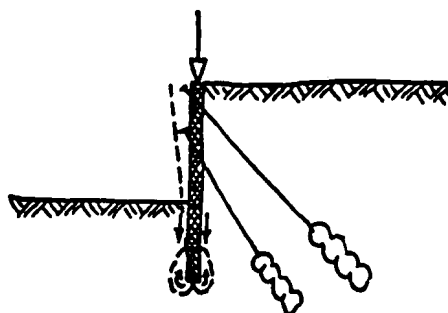


**Fig. 8.3 – Ejemplos de situaciones límite para el fallo por rotación de los muros empotrados en el terreno**

- (2) Como mínimo, se deben considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la Figura 8.3.
- (3)P La magnitud y dirección de la tensión tangencial de proyecto entre el suelo y el muro debe ser coherente con los desplazamientos verticales relativos que puedan producirse en las situaciones de proyecto.

#### **8.6.5 Fallo vertical de los muros empotrados**

- (1)P Se debe demostrar que se puede lograr el equilibrio vertical utilizando las resistencias de proyecto del suelo y las fuerzas verticales de proyecto sobre el muro.



**Fig. 8.4 – Ejemplo de situación límite para el fallo vertical de un muro empotrado**

- (2) Como mínimo, se debe considerar una situación límite del tipo que aparece en la Figura 8.4.
- (3)P Cuando se considere movimiento del muro hacia abajo, se deben de utilizar en este cálculo los valores de proyecto más altos para las fuerzas de pretensado, tales como las introducidas por los anclajes al terreno, que tengan una componente vertical hacia abajo.
- (4)P La magnitud y dirección de la tensión tangencial de proyecto entre el suelo y el muro debe ser coherente con la comprobación de fallo por rotación.

- (5) Se deberían comprobar los equilibrios vertical y rotacional, con los mismos valores de proyecto de la tensión tangencial sobre el muro.
- (6)P Si el muro actúa como cimentación de una estructura, se debe comprobar el equilibrio vertical utilizando los principios del capítulo 7.

#### 8.6.6 Cálculo estructural de las estructuras de contención

- (1)P Las estructuras de contención, incluyendo los elementos estructurales de soporte tales como entibaciones y anclajes, se deben comprobar frente a fallo estructural, de acuerdo con el apartado 2.4.2.

Se debe demostrar que el equilibrio se puede lograr sin superar la resistencia de proyecto del muro y de los elementos estructurales de apoyo, tales como puntales y anclajes.

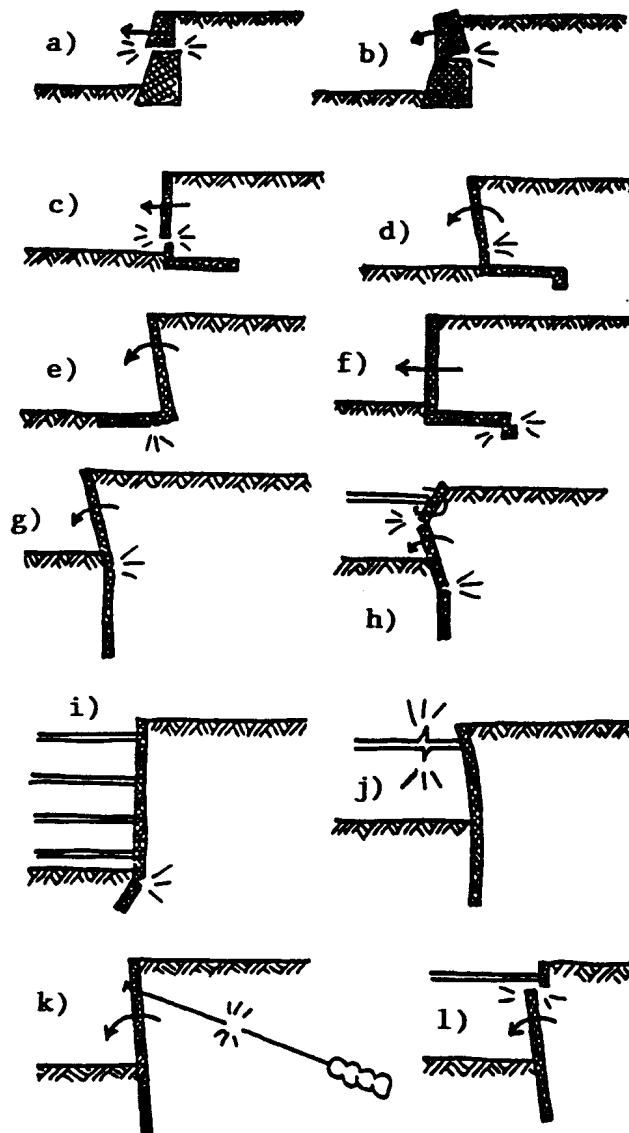


Fig. 8.5 – Ejemplos de situaciones límites para la rotura estructural de las estructuras de contención

- (2) Como mínimo, se deberían considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la Figura 8.5.
- (3)P Para cada estado límite último, se debe demostrar que se pueden movilizar las resistencias requeridas en el terreno y en la estructura, con deformaciones compatibles.
- (4) En los elementos estructurales, es conveniente considerar la reducción de la resistencia con la deformación, debido a efectos tales como fisuración de secciones no armadas, rotaciones grandes en las rótulas plásticas o pandeo local de las secciones de acero, de acuerdo con los Eurocódigos relacionados con cada material. En el terreno, debería de contemplarse asimismo las pérdidas de resistencia debidas a la dilatancia de los suelos granulares densos y a la formación de superficies pulimentadas en las arcillas.

Los efectos de las acciones de proyecto (momentos, fuerzas internas, etc.) en los elementos de las estructuras de contención serán calculadas tomando como base los empujes de tierras de proyecto y las resistencias de proyecto del terreno, y multiplicadas por un factor de modelo  $\gamma_{sd}$ . La resistencia de proyecto del elemento de la estructura de contención será calculada a partir del Eurocódigo correspondiente al material del que está hecho.

- (5)P Para cada estado límite último, deberá demostrarse que las fuerzas pueden moverse en el terreno y la estructura con deformaciones compatibles.

#### 8.6.7 Fallo por arrancamiento de los anclajes

- (1)P Se debe demostrar que se puede lograr el equilibrio sin que se produzca el arrancamiento de los anclajes del terreno.

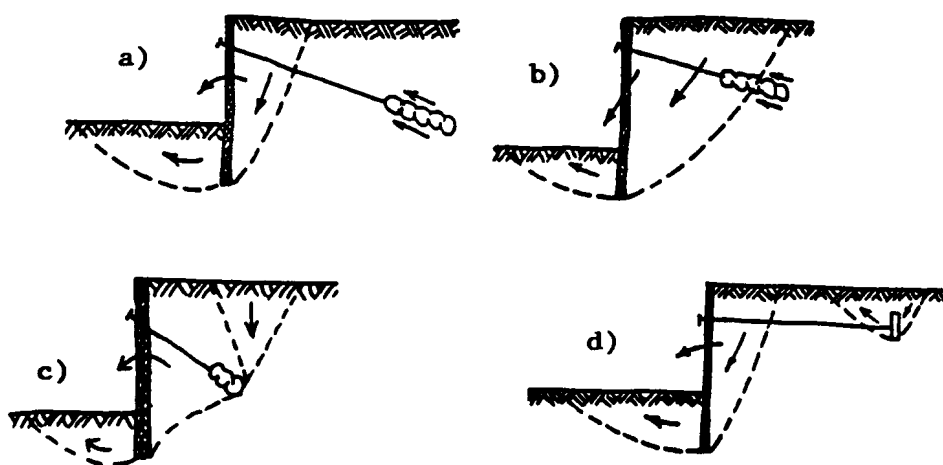


Fig. 8.6 – Ejemplos de situación límite para el fallo por arranque de anclajes

- (2) Los anclajes inyectados se deberían proyectar de acuerdo con el apartado 8.8. Como mínimo, se deberían considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la Figura 8.6 (a,b,c).

Para placas de anclaje, debería considerarse el modo de fallo que aparece en la Figura 8.6 (d). Los cálculos de la capacidad de los anclajes frente al arrancamiento deberían de basarse en la resistencia a empuje pasivo, sin tener en cuenta la fricción del muro " $\delta$ ".

Cuando los anclajes estén poco espaciados, formando conjuntos paralelos o solapados, debería de considerarse la interacción entre los anclajes y el fallo posible del grupo completo.

## **8.7 Estado límite de servicio**

### **8.7.1 Generalidades**

- (1)P El proyecto de las estructuras de contención se debe comprobar frente a los estados límite de servicio, utilizando las situaciones de proyecto apropiadas, tal como se especifica en el apartado 8.3.

### **8.7.2 Desplazamientos**

- (1)P La limitación de los valores de los desplazamientos permitidos para los muros y el terreno situado junto a ellos se debe establecer de acuerdo con el apartado 2.4.5, teniendo en cuenta las tolerancias de los desplazamientos de las estructuras y los servicios que soportan.
- (2)P Se debe hacer siempre una estimación prudente de la distorsión y del desplazamiento de los muros de contención, así como de efectos sobre las estructuras y servicios que soportan, sobre la base de la experiencia comparable. Esta estimación debe incluir los efectos de la construcción del muro. Se comprobará que los desplazamientos estimados no superan los valores límite.
- (3)P Si una estimación inicial, prudente, de los desplazamientos supera los valores límite, el proyecto se debe justificar mediante una investigación más detallada, que incluya cálculos de desplazamientos.
- (4)P Si los desplazamientos estimados superan el 50% de los valores límite, se debe llevar a cabo una investigación más detallada, que incluya cálculos de desplazamientos, en las siguientes situaciones:
- cuando las estructuras y servicios cercanos sean especialmente sensibles a los desplazamientos;
  - cuando los muros sirvan de contención de más de 6 m de suelo de baja plasticidad o 3 m, de suelos de alta plasticidad;
  - cuando el muro esté en contacto con arcillas blandas, ya sea a lo largo de su altura o por debajo de su base;
  - cuando no exista una experiencia comparable bien establecida.
- (5)P Los cálculos de desplazamiento deben tener en cuenta las rigideces del terreno y de los elementos estructurales, y la secuencia de construcción.
- (6) El comportamiento supuesto de los materiales en los cálculos de desplazamiento debería de calibrarse mediante experiencias comparables, con el mismo modelo de cálculo. Si se supone un comportamiento lineal, la rigidez adoptada para el terreno y los elementos estructurales debería ser la apropiada para el grado de deformación calculada. Como alternativa, se pueden adoptar modelos completos de tensión-deformación para los materiales.

### **8.7.3 Vibraciones**

- (1)P Las disposiciones del apartado 6.6.2 son también de aplicación a las estructuras de contención.

### **8.7.4 Estados límite de servicio para las estructuras**

- (1)P Los empujes de tierras de proyecto, para la comprobación de los estados límite de servicio de los elementos estructurales, se deben obtener utilizando los valores característicos de todos los parámetros del suelo.
- (2) La valoración de los empujes de tierras de proyecto debería tener en cuenta las tensiones iniciales, la rigidez y resistencia del terreno y la rigidez de los elementos estructurales.

Los empujes de tierras de proyecto se deberían obtener teniendo en cuenta la deformación permisible de la estructura en su estado límite de servicio. Estos valores no serán necesariamente los valores límites, activo o pasivo.

## **8.8 Anclajes**

### **8.8.1 Generalidades**

- (1)P Este apartado trata de cualquier tipo de anclaje utilizado para apoyar una estructura de contención mediante la transmisión de una fuerza de tracción a una formación de suelo o roca con suficiente capacidad de carga.
- (2) Estos anclajes comprenden:
- las instalaciones constituidas por una cabeza de anclaje, una longitud libre de anclaje y una longitud de anclaje fija, establecida mediante inyección;
  - las instalaciones constituidas por una cabeza de anclaje y una longitud de anclaje fija, pero sin una longitud libre de anclaje (bulones);
  - las instalaciones constituidas por una cabeza de anclaje, una longitud libre de anclaje y un anclaje de hormigón armado o de acero;
  - las instalaciones constituidas por un anclaje a rotación y una cabeza de anclaje.

Los anclajes al terreno pueden ser empleados como elementos temporales o permanentes de una estructura de contención.

### **8.8.2 Proyecto de anclajes**

- (1)P El proyecto de los anclajes debe tener en cuenta todas las circunstancias posibles durante su vida previsible. La corrosión y la fluencia de los anclajes permanentes serán consideradas.

Se deben utilizar preferentemente los sistemas de anclaje para los cuales se hayan documentado experiencias favorables a largo plazo, respecto de su comportamiento y durabilidad.

- (2)P El reconocimiento del terreno anterior al proyecto y a la ejecución de los anclajes debe extenderse a las formaciones del terreno exteriores al emplazamiento de la obra si las fuerzas de tracción se van a transferir allí.
- (3)P Los anclajes que vayan a estar en uso más de dos años se deben proyectar como anclajes permanentes.
- (4)P Para comprobar un anclaje frente a los estados límite últimos, se deben analizar tres situaciones de fallo:
- el fallo de la cabeza del anclaje o de la armadura o tendón del anclaje, en términos de resistencia del material, o el fallo en las superficies de contacto internas entre materiales que componen el anclaje;
  - el fallo del anclaje en la unión tendón-material inyectado o material inyectado-terreno; la resistencia de extracción de proyecto debe superar la carga de proyecto del anclaje;
  - el fallo de estabilidad global de la estructura, incluyendo los anclajes, de acuerdo con los principios dados en el apartado 8.6.
- (5) La resistencia al arrancamiento, para una situación de proyecto dada, depende de la geometría del anclaje, pero la transferencia de tensión al terreno circundante está influida por la técnica de ejecución.
- Esto es aplicable, particularmente, a los anclajes inyectados, en los que es importante el procedimiento y, en menor medida, la técnica de perforación elegida y el método de limpieza.
- (6)P Los tendones y barras de acero utilizados para los anclajes se deben proyectar de acuerdo con los principios de la Norma ENV 1993-1, Eurocódigo 3, Proyecto de estructuras de acero.
- (7) La longitud mínima de anclaje libre conviene sea de unos 5 m.

### 8.8.3 Consideraciones constructivas

- (1)P La conexión entre el tendón y el muro debe poder ajustarse a los movimientos que se produzcan durante el servicio.
- (2)P Los anclajes permanentes se deben proteger contra la corrosión a lo largo de toda la longitud del tendón y de la cabeza del anclaje. Se deben tener en cuenta las condiciones medioambientales durante la vida útil del anclaje.
- (3) Se considera que los criterios siguientes son unos niveles indicativos por encima de los cuales son necesarias precauciones especiales frente a la agresividad del agua hacia el hormigón o la lechada de cemento endurecida:
- |  |                       |
|--|-----------------------|
| – valores de pH                          | menores de 5.5,       |
| – anhídrido carbónico (CO <sub>2</sub> ) | más de 40 mg/l,       |
| – amonio (NH <sub>4</sub> )              | más de 30 mg/l,       |
| – magnesio                               | más de 1 000 mg/l,    |
| – sulfato (SO <sub>4</sub> )             | más de 200 mg/l,      |
| – dureza                                 | menos de 30 mg CaO/l. |

Además de la protección contra la corrosión, se requiere normalmente una protección mecánica para los anclajes permanentes, para evitar daños a la protección de la corrosión durante el transporte, la instalación y el tesado.

### 8.8.4 Ensayos de anclajes

- (1)P La capacidad de carga de un anclaje se debe evaluar a partir de los resultados de ensayos y de la experiencia local. Los siguientes ensayos de carga se pueden llevar a cabo in-situ sobre los anclajes:
- ensayos de idoneidad;
  - ensayos de recepción.
- (2)P Los ensayos de idoneidad se deben llevar a cabo antes del contrato principal, o sobre anclajes seleccionados que estén actuando durante el curso de la construcción, con objeto de evaluar la idoneidad del sistema de anclaje, para proporcionar la resistencia de anclaje necesaria en las condiciones del suelo en cuestión. Estos ensayos también proporcionan criterios para los ensayos de recepción.
- (3)P Los ensayos de recepción se deben llevar a cabo para demostrar que cada uno de los anclajes instalados tiene capacidad para soportar la carga supuesta en el proyecto.
- (4)P El método utilizado para la instalación de los anclajes, sometido a los ensayos in-situ de idoneidad, se debe documentar completamente, de acuerdo con el apartado 8.8.7.
- (5)P Entre el momento de la instalación de un anclaje y el comienzo de un ensayo de carga, debe permitirse que transcurra el tiempo necesario para asegurar que se ha conseguido la calidad requerida en la unión de la superficie de contacto tendón-lechada (o, cuando sea pertinente, lechada-recubrimiento) y lechada-terreno.
- (6)P Se debe comprobar que todo el equipo y los aparatos de medida usados para los ensayos de anclajes sean sensibles, precisos y estén en perfectas condiciones de trabajo.

### 8.8.5 Ensayos de idoneidad

- (1)P Se debe llevar a cabo, como mínimo, un ensayo de idoneidad para cada condición distinta de terreno y de método constructivo, a menos que exista experiencia comparable.
- (2) En los proyectos grandes de anclajes, el número de ensayos de idoneidad para cada condición de terreno debería ser al menos el 1% de los anclajes temporales, cuando el fallo tenga escasas consecuencias serias, y al menos el 2% en el caso de anclajes permanentes o temporales en los que las consecuencias de fallo sean serias.

- (3)P La duración de los ensayos debe ser suficiente para asegurar que las fluctuaciones del pretensado o de la fluencia se estabilizan dentro de unos límites tolerables.
- (4)P Cuando se obtengan las resistencias de anclaje características últimas,  $R_{ak}$ , a partir de los valores  $R_{am}$  medidos en uno o más ensayos de idoneidad, se debe permitir una cierta tolerancia por la variabilidad del terreno y el efecto de la instalación de los anclajes. Como mínimo, se deben cumplir las dos condiciones a) y b) de la Tabla 8.1 utilizando la ecuación:

$$R_{ak} = R_{am} / \xi \quad (8.3)$$

**Tabla 8.1**  
**Factores de conversión de  $\xi$  para obtener  $R_{ak}$**

Número de ensayos de idoneidad	1	2	>2
a) $\xi$ sobre el valor medio de $R_{am}$	[1.5]	[1.35]	[1.3]
b) $\xi$ sobre el menor valor de $R_{am}$	[1.5]	[1.25]	[1.1]

La resistencia del anclaje,  $R_a$ , obtenida de los ensayos de idoneidad, debe ser igual a la menor de las cargas correspondientes a las tres situaciones de rotura mencionadas en el punto 8.8.2(4)P y de la carga límite de fluencia.

- (5) Las componentes sistemáticas y aleatorias de las variaciones del terreno se deben distinguir en la interpretación de los ensayos de idoneidad.

Se pueden determinar las componentes sistemáticas de la variabilidad del terreno considerando zonas diferentes de condiciones homogéneas o la tendencia que muestran las condiciones del terreno con respecto a su posición en el lugar. Posteriormente, se deben comprobar los datos sobre la instalación de los anclajes, y se debe notificar cualquier desviación respecto a las condiciones normales de ejecución. Esas variaciones se deberían cubrir en parte mediante una selección correcta de los ensayos de idoneidad.

- (6)P La resistencia de proyecto,  $R_a$ , se debe obtener de:

$$R_a = R_{ak} / \gamma_m \quad (8.4)$$

donde

$\gamma_m = [1.25]$  para anclajes provisionales y  $\gamma_m = [1.50]$  para anclajes permanentes.

La resistencia de proyecto se compara, entonces, con la mayor carga de proyecto de estado límite último que vaya a soportar el anclaje.

- (7)P El procedimiento de los ensayos de idoneidad, particularmente respecto al número de etapas de carga, la duración de esas etapas y la aplicación de ciclos de carga, debe ser tal que se puedan extraer conclusiones sobre la resistencia del anclaje, la carga límite de fluencia y la longitud libre aparente del tendón.

### 8.8.6 Ensayos de recepción

- (1)P Todos los anclajes inyectados deben estar sujetos a un ensayo de recepción antes de que estén en uso y antes del procedimiento de puesta en servicio.
- (2)P Los ensayos de recepción se deben realizar de acuerdo con procedimientos normalizados y criterios de recepción, que se obtienen de los resultados de los ensayos de idoneidad, con el objetivo de proporcionar a cada anclaje la capacidad para soportar la máxima carga de estado límite.

- (3)P El procedimiento del ensayo debe confirmar la longitud aparente de tendón libre y que la relajación de la fuerza de anclaje de servicio será aceptablemente pequeña.
- (4) La carga del ensayo de recepción se puede usar para precargar el anclaje, con la idea de minimizar la relajación futura de la fuerza de anclaje.

#### **8.8.7 Supervisión de la construcción e instrumentación**

- (1)P Se debe disponer de un programa de instalación de los anclajes en el emplazamiento de la obra, que contenga las especificaciones técnicas relativas al sistema de anclaje que se va a utilizar.
- (2) Un programa de instalación de anclajes puede contener la siguiente información, según el caso:
- el tipo de anclaje, con su designación si está normalizado por la Aprobación Técnica Europea;
  - el número de anclajes;
  - la posición y orientación de cada anclaje y las tolerancias en su posición;
  - la longitud de anclaje;
  - la fecha y la hora de instalación de cada anclaje;
  - para los anclajes inyectados: material, presión, volumen de lechada, longitud de inyección, duración de la inyección;
  - la capacidad de carga requerida en los anclajes;
  - la instalación de la protección contra la corrosión elegida;
  - técnica de instalación (perforación, colocación, realización de las uniones y tensado);
  - dificultades conocidas;
  - cualquier otra dificultad en las operaciones de anclaje.
- (3)P Se debe vigilar la instalación de todos los anclajes, así como realizar partes en el emplazamiento y a medida que los anclajes se instalan. Se debe conservar un parte firmado por cada anclaje.
- (4)P Si la inspección revelara incertidumbres respecto a la calidad de los anclajes instalados, se deberán llevar a cabo investigaciones adicionales para determinar las condiciones en que se han ejecutado los anclajes.
- (5)P Los partes se deben conservar después de la finalización de los trabajos. Se deben establecer planos de construcción una vez terminados los anclajes, con su disposición real, y conservarlos junto a los documentos de construcción. Se deben adjuntar también certificados de todos los materiales y de sus propiedades más relevantes.



## **9 TERRAPLENES Y DESMONTES**

### **9.1 Generalidades**

- (1)P Las disposiciones de este capítulo son de aplicación a terraplenes y desmontes, pero no a diques y presas.
- (2)P La colocación y compactación de rellenos se tratan en el capítulo 5, y las estructuras de contención que estabilizan los desmontes se tratan en el capítulo 8.

### **9.2 Estados límite**

- (1)P Para que los terraplenes y desmontes cumplan los requisitos fundamentales respecto a la estabilidad, a las deformaciones limitadas, durabilidad y limitación de daños a las estructuras y servicios cercanos, se deben considerar los siguientes estados límite:
- pérdida de estabilidad global o de capacidad de carga;
  - fallo debido a erosión interna;
  - fallo debido a erosión superficial o socavación;
  - fallo debido a subpresiones de origen hidráulico;
  - deformaciones (incluyendo las debidas a fluencia) del terraplén, desmonte o de sus cimentaciones, que causen daño en las estructuras, vías o servicios adyacentes;
  - caídas de rocas;
  - deformaciones del terraplén o del desmonte, incluyendo las debidas a fluencia, que provoquen una pérdida de servicio;
  - erosión superficial.

### **9.3 Acciones y situaciones de proyecto**

- (1)P Al seleccionar las acciones para el cálculo de los estados límite, se debe considerar la lista del punto 2.4.2(4)P.
- (2)P Se deben considerar los efectos de los siguientes procesos:
- los procesos constructivos, tales como excavaciones al pie del desmonte o la colocación de un terraplén, los efectos de las vibraciones causadas por la voladura de rocas, instalación de pilotes, etc.;
  - los efectos de las estructuras que está previsto que se coloquen sobre o cerca del terraplén o del desmonte, posteriormente a su finalización;
  - el efecto de un nuevo desmonte sobre las obras existentes;
  - el efecto de cualquier movimiento previo o continuo de los desmontes existentes;
  - los efectos del paso del agua sobre la coronación, olas o lluvia sobre los desmontes o sobre las coronaciones de los terraplenes (erosión);
  - los efectos de la temperatura sobre los taludes de los terraplenes (retracciones);
  - las actividades de los animales que provoquen la obstrucción de los drenes o dejen agujeros en el terreno.
- (3)P El nivel de agua libre de proyecto en el frente del desmonte y el nivel freático de proyecto se deben elegir a partir de los datos hidrológicos disponibles para obtener las condiciones más desfavorables que puedan ocurrir en la situación de proyecto que se esté considerando. Se debe considerar la posibilidad de fallo de los drenes, filtros o sellados.
- (4) Para terraplenes en contacto con agua, las condiciones hidráulicas más desfavorables suelen ser las filtraciones permanentes desde el nivel de agua más alto posible y la bajada rápida del nivel de agua retenida.

- (5)P Al obtener las distribuciones de presión intersticial de proyecto, se debe tener en cuenta el posible rango de anisotropía y variabilidad del suelo.

#### **9.4 Consideraciones de proyecto y construcción**

- (1)P Los terraplenes y desmontes se deben proyectar teniendo en cuenta las experiencias en taludes y desmontes realizados en terrenos similares.
- (2) Los terraplenes contruidos sobre suelos cohesivos blandos se construyen normalmente por incrementos de altura. El espesor de esas capas y la velocidad de la construcción se deben determinar durante el proyecto para prevenir pérdidas de estabilidad de los desmontes o de la capacidad portante de las cimentaciones durante la construcción. El tiempo de consolidación sólo se puede calcular de forma aproximada. Por tanto, el porcentaje de consolidación de las capas de suelo blando se debe comprobar durante la construcción mediante la medida de asientos. También se puede requerir la medida de las presiones intersticiales para que la colocación de la siguiente capa se realice cuando el exceso de presión de agua esté por debajo de un valor seguro, que se debe establecer en el informe del proyecto. Los resultados de las medidas de asientos se deben usar como comprobación de este procedimiento. Si se colocan drenes verticales para acelerar la consolidación, y por tanto la construcción, se debe tener especial cuidado respecto a la localización de los aparatos de medida de las presiones intersticiales. Se deben colocar en el centro de la malla de los drenes verticales. Se debe utilizar el método de observación descrito en el apartado 2.7.
- (3)P Se deben proteger las superficies de desmonte que estén expuestas a una erosión importante.
- (4) Los desmontes se deben sellar o plantar, o proteger artificialmente. En los desmontes con bermas, puede ser necesario un sistema de drenaje en las propias bermas. No se debe, por lo general, plantar árboles o arbustos en terraplenes adyacentes a cursos o cuerpos de agua.

#### **9.5 Cálculo en estado límite último**

##### **9.5.1 Pérdida de estabilidad global**

- (1)P Al analizar la estabilidad de un terraplén o de un desmonte de terreno (suelo o roca) se deben considerar todos las posibles configuraciones de fallos.
- (2) La masa de suelo o roca delimitada por la superficie de rotura se considera normalmente como un cuerpo rígido o como varios cuerpos rígidos moviéndose simultáneamente. De forma alternativa, la estabilidad se puede comprobar hallando un campo de tensiones estáticamente admisible o utilizando la técnica de los elementos finitos. Las superficies de rotura o las superficies de contacto entre cuerpos rígidos pueden presentar una gran variedad de formas, que incluyen superficies planas, circulares u otras formas más complicadas.

Cuando el terreno o el material del terraplén sean relativamente homogéneos e isótropos en sus propiedades resistentes, normalmente será suficiente suponer superficies de rotura circulares.

Para taludes en suelos estratificados con variaciones considerables de resistencia al corte, se debe prestar especial atención a las capas con menor resistencia al corte. Esto puede obligar a analizar superficies de rotura no circulares.

En materiales diaclasados, incluyendo rocas duras y algunos suelos, la forma de las superficies de rotura depende de las discontinuidades y puede atravesar también materiales intactos. Esto puede obligar a analizar cuñas en tres dimensiones.

- (3)P El equilibrio de la masa delimitada por cualquier posible superficie de rotura se debe comprobar cuando se hayan asignado los valores de proyecto a las acciones y a los parámetros de resistencia al corte del terreno, de acuerdo con los apartados 2.4.2. y 2.4.3.

- (4) En suelos y en rocas blandas que no muestren una marcada anisotropía en sus parámetros resistentes, se puede usar el método de las rebanadas. El método debe comprobar el momento global y la estabilidad vertical de la masa deslizante. Si no se comprueba el equilibrio horizontal, las fuerzas entre rebanadas se deben suponer horizontales.

Se puede llevar a cabo un análisis conservador utilizando los empujes de tierras en terraplenes calculados de acuerdo con el capítulo 8 y la capacidad portante de la cimentación a partir del capítulo 6.

- (5)P En cálculos de estabilidad en conjunto para terraplenes y desmontes, el Caso A de 2.4 se puede omitir generalmente.
- (6) Cuando hay una incertidumbre anormal acerca de la densidad del suelo, no es necesario distinguir entre cargas gravitacionales favorables y desfavorables en el cálculo de estabilidad de los desmontes.

### **9.5.2 Deformaciones**

- (1)P El proyecto debe justificar que la deformación del terraplén o del desmonte bajo las acciones de proyecto no provocará daños estructurales graves en las estructuras, redes de transporte o servicios situados sobre o cerca del terraplén o del desmonte.
- (2)P La deformación del propio terraplén se debe considerar junto con la del terreno situado por debajo.
- (3) El asiento de un terraplén situado sobre una cimentación de suelo compresible se puede calcular utilizando los principios del apartado 6.6.1. Se debe prestar especial atención a la relación asientos-tiempo que incluye tanto consolidación primaria como secundaria. También se debe prestar atención a la posibilidad de que se presenten asientos diferenciales.

Debido a que los métodos numéricos y analíticos disponibles actualmente no proporcionan en general predicciones fiables de las deformaciones previas a la rotura de un desmonte, se puede evitar la aparición de los estados límite últimos mediante:

- la limitación de la resistencia al corte movilizada;
- la observación de los movimientos y eventual actuación para su control, cuando sea necesario.

### **9.5.3 Erosión superficial, erosión interna y subpresión hidráulica**

- (1)P Si es posible que haya una filtración de agua, temporal o permanente, el proyecto debe asegurar que la rotura no va a estar causada por erosión superficial, erosión interna o subpresión de origen hidráulico.
- (2) Las medidas utilizadas más comúnmente para asegurar que no se produce erosión superficial o interna y subpresión hidráulica son:
- control de las filtraciones;
  - filtros protectores;
  - evitar la utilización de arcillas dispersivas sin la protección de los filtros adecuados;
  - revestimiento de las superficies;
  - filtros invertidos;
  - pozos de alivio;
  - reducción del gradiente hidráulico.

Además, se pueden hacer observaciones del nivel freático y del nivel de filtraciones para comprobar que el desmonte está comportándose como estaba previsto.

#### 9.5.4 Deslizamientos de rocas

- (1)P Se debe considerar el riesgo de deslizamiento de las masas rocosas. El deslizamiento de rocas puede ser plano o rotacional, dependiendo de la estructura de la masa rocosa.
- (2) Se pueden evitar los deslizamientos de masas rocosas disponiendo taludes estables, anclajes, bulones, drenajes superficial e interno, etc.

#### 9.5.5 Caída de rocas

- (1)P En rocas, se debe considerar el riesgo de caídas de rocas provocadas por vuelco, deslizamiento de cuña o rotura de lajas del terreno.
- (2) Se pueden evitar los caídas de rocas mediante técnicas tales como anclajes, bulones o gunitado. De forma alternativa, se puede permitir que se produzcan caídas de rocas y limitar los daños mediante dispositivos que intercepten las rocas que caigan.

#### 9.5.6 Reptaciones

- (1)P Se debe considerar el riesgo de desplazamientos de laderas del terreno debidos a las reptaciones.
- (2) Generalmente es difícil la predicción de los movimientos de reptación y la mejor prevención es evitar la utilización de zonas susceptibles de sufrirla.

### 9.6 Proyecto en estado límite de servicio

- (1)P El proyecto debe demostrar que la deformación del terraplén o del desmonte bajo las acciones de proyecto no provocará una pérdida de condiciones de servicio en las estructuras, redes de transporte o servicios situados sobre o cerca del terraplén o del desmonte.
- (2) La aplicación de la regla 9.5.2(3) para el cálculo de los asientos de un terraplén sobre una capa de suelo compresible también se puede usar en este caso. Los terraplenes experimentales pueden ser útiles para predecir el comportamiento de los terraplenes cuando se deba evitar alcanzar los estados límite de servicio.

La compresión del relleno debido a su propio peso o a las cargas de cimentación debe ser pequeña siempre que el relleno esté bien compactado y las cargas de cimentación sean ligeras. Se debe considerar la posibilidad de deformaciones debidas a cambios en las condiciones del agua en el terreno. Se debe prestar especial atención a los asientos de consolidación a largo plazo, debidos a los cambios de humedad del relleno o del terreno situado por debajo del mismo.

### 9.7 Instrumentación

- (1)P Los terraplenes y desmontes se deben instrumentar utilizando equipos apropiados siempre que:
  - no sea posible demostrar mediante cálculos o mediante prescripciones que todos los estados límite contemplados en el apartado 9.2 no se pueden producir;
  - o las hipótesis realizadas en los cálculos no se basen en datos adecuados y fiables.
- (2) La instrumentación debería seguir los principios de la Sección 4.

La instrumentación se debería utilizar cuando se necesiten datos sobre:

- los niveles de agua freática o las presiones intersticiales en y debajo de un terraplén o desmonte, para poder llevar a cabo o comprobar un análisis en presiones efectivas;
- los movimientos laterales y verticales de un suelo o macizo rocoso, para predecir deformaciones futuras;

- la profundidad y la forma de la superficie de rotura de un deslizamiento desarrollado, para obtener los parámetros de resistencia del terreno necesarios para el proyecto de los trabajos de corrección;
- los indicadores de movimientos, para dar aviso de los peligros inminentes. En tales casos puede ser apropiada la utilización de un sistema remoto de lectura digital de la instrumentación o de un sistema de alarma.

La construcción de terraplenes sobre suelos blandos con baja permeabilidad se debe instrumentar y controlar mediante medidas de la presión intersticial en las capas blandas y de los asientos del relleno.

La instrumentación se debe utilizar normalmente en terraplenes clasificados dentro de la Categoría Geotécnica 3.

**ANEXO A (Informativo)****RELACIÓN DE COMPROBACIONES PARA LA SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN  
Y LA INSTRUMENTACIÓN DEL COMPORTAMIENTO**

La siguiente relación contiene los aspectos más importantes que se deberían considerar al supervisar la construcción o al instrumentar el comportamiento de una estructura terminada. La importancia relativa de los distintos aspectos varía de un proyecto a otro. La lista no es exhaustiva. Algunos puntos que se refieren a aspectos específicos de la ingeniería geotécnica o a tipos específicos de las obras se han mencionado en los capítulos de este código.

**A.1 Supervisión de la construcción****A.1.1 Puntos generales que se deben comprobar**

1. Comprobación de las condiciones del terreno y de la localización y disposición general de la estructura.
2. El flujo de agua en el terreno y el régimen de presiones intersticiales; los efectos de las operaciones de agotamiento sobre el nivel freático; la efectividad de las medidas tomadas para controlar el flujo de agua; los procesos de erosión interna y de sifonamiento; la composición química del agua del terreno; el potencial de corrosión.
3. Los movimientos, fluencia, y estabilidad de las paredes de la excavación y de la base; los sistemas de soporte provisionales; los efectos sobre las edificaciones y servicios cercanos; las medidas de los empujes del terreno sobre las estructuras de contención; las medidas de las variaciones de las presiones intersticiales resultantes de la excavación o de los procesos de carga.
4. La seguridad de los trabajadores con la debida consideración a los estados límite geotécnicos.

**A.1.2 Flujo de agua y presiones intersticiales**

1. La adecuación del sistema para asegurar el control de las presiones intersticiales en todos los acuíferos en que un exceso de presión pueda afectar a la estabilidad de los taludes o de la base de la excavación, incluyendo las presiones artesianas en un acuífero situado por debajo de la excavación; eliminación del agua procedente de los sistemas de rebajamiento; la depresión del nivel freático a lo largo de toda la excavación para evitar sifonamientos, tubificaciones y alteraciones de la formación, debidas a los equipos de construcción; la desviación y eliminación del agua de lluvia o de otras aguas superficiales.
2. Un funcionamiento eficiente y efectivo del sistema de rebajamiento a lo largo de todo el período constructivo, teniendo en cuenta las incrustaciones en los filtros de los pozos, el atarquinamiento de pozos o sumideros, la abrasión de las bombas y la colmatación de los elementos de aspiración.
3. El control del rebajamiento para evitar alteraciones en las estructuras y zonas adyacentes; las observaciones de los niveles piezométricos; si es necesario, la efectividad, el funcionamiento y el mantenimiento de los sistemas de recarga de agua.
4. Los asientos de las áreas y estructuras adyacentes.
5. La eficacia de los drenes subhorizontales perforados.

## **A.2 Instrumentación del comportamiento**

1. Los asientos de edificaciones y otras estructuras, a intervalos de tiempo establecidos, incluyendo los efectos debidos a las vibraciones y a los suelos metaestables.

Las observaciones de los asientos se deben referir a bases estables.

2. Los desplazamientos laterales; las distorsiones, especialmente aquéllas relacionadas con rellenos y almacenamientos de materiales; las estructuras de contención de tierras, tales como edificios o grandes tanques; los canales; las excavaciones profundas.
3. Los niveles piezométricos por debajo de las edificaciones o en zonas adyacentes, especialmente si se han instalado drenajes profundos o sistemas permanentes de agotamiento o si se han construido sótanos profundos.
4. Deflexiones o desplazamientos de las estructuras de contención, teniendo en cuenta: las cargas normales del relleno; los efectos del almacenamiento de materiales, rellenos, u otras cargas superficiales; las presiones de agua.
5. Medidas de caudal en los drenes.
6. Problemas especiales.

Estructuras con altas temperaturas, tales como calderas, conducciones calientes, etc.; desecación de los suelos arcillosos o limosos; instrumentación de la temperatura; movimientos.

Estructuras con bajas temperaturas, tales como instalaciones criogénicas o zonas de refrigeración: instrumentación de la temperatura; congelación del terreno; hinchamiento por efecto de la helada; desplazamientos; efectos del deshielo posterior.

7. Estanquidad.

**ANEXO B** (Informativo)**EJEMPLO DE MÉTODO ANALÍTICO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE****B.1 Generalidades**

Se pueden utilizar expresiones aproximadas para la capacidad portante de proyecto, obtenidas de la teoría de la plasticidad y de resultados experimentales. Se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- la resistencia del terreno, representada generalmente por los valores de proyecto de  $c_u$ ,  $c'$  y  $\phi'$ ;
- la excentricidad e inclinación de las cargas de proyecto;
- la forma, profundidad e inclinación de la cimentación;
- la inclinación de la superficie del terreno;
- las presiones de agua y los gradientes hidráulicos;
- la variabilidad del terreno, especialmente la estratificación.

Además de los símbolos reseñados en los apartados 1.7 y 1.8, se utilizan los siguientes:

$\delta$	ángulo de rozamiento de proyecto en la base, tal como se define en el apartado 6.5.3;
$q$	presión total de proyecto debida al peso del terreno, a la cota de la base de la cimentación;
$q'$	presión efectiva de proyecto debida al peso del terreno, a la cota de la base de la cimentación;
$\gamma'$	peso efectivo de proyecto del suelo bajo el nivel de la cimentación, reducido a $\gamma' = \gamma - \gamma_w (1 + i)$ cuando exista un gradiente hidráulico $i$ ;
$B'$	ancho efectivo de proyecto de la cimentación;
$L'$	longitud efectiva de proyecto de la cimentación;
$A' = B' L'$	área efectiva de proyecto de la cimentación, definida como la base de la cimentación o, en caso de cargas excéntricas, el área reducida de la cimentación, cuyo centro de gravedad coincida con el punto de aplicación de la resultante de las cargas;
$s, i$	valores de proyecto de los factores adimensionales para la forma de la cimentación y la inclinación de la carga, respectivamente; los subíndices $c$ , $q$ y $\gamma$ indican la influencia debida a la cohesión, a las sobrecargas y al peso del suelo; estos coeficientes son válidos solamente cuando los parámetros de corte son independientes de la dirección.

**B.2 Condiciones sin drenaje**

La capacidad portante de proyecto se calcula mediante:

$$R / A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \quad (\text{B.1})$$

con los siguientes valores de los factores adimensionales para:

- la forma de la cimentación:

$$s_c = 1 + 0.2 (B'/L') \quad \text{para una cimentación rectangular;}$$

$$s_c = 1.2 \quad \text{para una cimentación cuadrada o circular.}$$



- la inclinación de la carga, causada por una carga horizontal  $H$ :

$$i_c = 0,5 (1 + \sqrt{1 - H / A' c_u})$$

### B.3 Con drenaje

La capacidad portante de proyecto se calcula mediante:

$$R / A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (\text{B.2})$$

con los siguientes valores de los factores adimensionales para:

- la capacidad portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \text{ cuando } \delta \geq \phi' / 2 \text{ (rough base)}$$

- la forma de la cimentación:

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + (B'/L') \text{ sen } \phi' && \text{para una cimentación rectangular;} \\ s_q &= 1 + \text{sen } \phi' && \text{para una cimentación cuadrada o circular.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_\gamma &= 1 - 0,3 (B'/L') && \text{para una cimentación rectangular;} \\ s_\gamma &= 0,7 && \text{para una cimentación cuadrada o circular.} \end{aligned}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{para una cimentación cuadrada, circular o rectangular.}$$

- la inclinación de la carga, originada por una carga horizontal  $H$ , paralela a  $L'$ :

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

- la inclinación de la carga, provocada por una carga horizontal,  $H$  paralela a  $B'$ :

$$i_q = (1 - 0,7 H / (V + A' \cdot c' \cot \phi'))^3$$

$$i_\gamma = (1 - H / (V + A' \cdot c' \cot \phi'))^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

También se deberían considerar las influencias adicionales de la profundidad de empotramiento, así como de la inclinación de la base de la cimentación y de la superficie del terreno.

## ANEXO C (Informativo)

## EJEMPLO DE MÉTODO SEMIEMPÍRICO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Para estimar de forma semi-empírica la capacidad portante de proyecto de una cimentación sobre un suelo, se pueden utilizar ensayos *in situ*, tales como el ensayo presiométrico. Al utilizar el presiómetro, la capacidad portante de una cimentación sometida a carga vertical se relaciona con la presión límite del suelo mediante una función lineal:

$$R/A' = q + k p_1^* \quad (C.1)$$

en la que se utilizan los siguientes símbolos:

- $A'$  el área de cimentación efectiva de proyecto, tal como se define en el Anexo B;
- $q$  la tensión total de proyecto debida al peso de la sobrecarga de tierras, al nivel de la base de la cimentación;
- $k$  el factor de capacidad portante, con valores numéricos en el rango de 0.8 a 3, dependiendo del tipo de suelo, la profundidad de empotramiento y la forma de la cimentación;
- $p_1^*$  la presión límite neta equivalente de proyecto; la presión límite neta  $p_1^*$  se define en un ensayo presiométrico como la diferencia ( $p_1 - p_o$ ), entre la presión límite,  $p_1$ , y el empuje de tierras al reposo,  $p_o$ , al nivel del ensayo;  $p_o$  puede determinarse a partir del coeficiente de empuje al reposo  $K_o$ , de los valores de la tensión efectiva debida al peso de la sobrecarga de tierras,  $q'$ , y de la presión intersticial,  $u$ , utilizando la expresión:  $p_o = K_o q' + u$ .

**ANEXO D (Informativo)****EJEMPLOS DE MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE ASIENTOS****D.1 Método tensión - deformación**

El asiento total de una cimentación sobre suelos cohesivos y no cohesivos se puede evaluar utilizando el método de cálculo tensión-deformación, de la siguiente manera:

- cálculo de la distribución de tensiones en el terreno debida a la carga procedente de la cimentación; esto se puede obtener basándose en las teorías de la elasticidad, suponiendo generalmente suelo homogéneo e isótropo y una distribución lineal de la presión de contacto;
- cálculo de la deformación en el terreno, debida a las tensiones, a partir de valores del módulo de rigidez u otras relaciones tensión-deformación determinadas a partir de ensayos de laboratorio (preferentemente calibrados con ensayos de campo) o de ensayos de campo;
- integración de las deformaciones verticales para obtener los asientos; para usar el método tensión-deformación se deben seleccionar un número suficiente de puntos dentro del terreno situado debajo de la cimentación y calcular las tensiones y las deformaciones en dichos puntos.

**D.2 Método ajustado de la Elasticidad**

El asiento total de una cimentación sobre suelos cohesivos y no-cohesivos se puede evaluar utilizando la teoría de la elasticidad y una ecuación de la forma:

$$s = p \cdot B \cdot f / E_m \quad (D.1)$$

en la que se han utilizado los siguientes símbolos:

- $p$  presión de contacto del estado límite de servicio, distribuida linealmente, en la base de la cimentación, que para suelos cohesivos normalmente consolidados se debería reducir en el peso de suelo excavado por encima de la base; se deberían también tener en cuenta los efectos de los empujes hidrostáticos;
- $E_m$  módulo de Young, en condiciones de drenaje del estrato deformable, en el caso de condiciones drenadas. Si no se dispone de resultados útiles de asientos medidos en estructuras similares de las cercanías para evaluar  $E_m$ , se puede estimar a partir de ensayos de laboratorio o ensayos de campo;
- $f$  coeficiente cuyo valor depende de la forma y las dimensiones del área de cimentación, la variación de la rigidez con la profundidad, el espesor de la capa compresible, el coeficiente de Poisson, la distribución de la presión de contacto y el punto para el que se calculan los asientos;
- $B$  ancho de la cimentación.

El método ajustado de la elasticidad solamente se debe usar si las tensiones en el terreno son tales que no se produce una fluencia significativa y si el comportamiento tensión-deformación del terreno se puede considerar lineal. Se debe tener especial cuidado al utilizar el método ajustado de la elasticidad en el caso de terreno no homogéneo.

### **D.3 Asientos sin drenaje**

Las componentes a corto plazo del asiento de una cimentación, que se produce sin drenaje, se pueden calcular utilizando el método tensión-deformación o el método ajustado de la elasticidad. Los valores adoptados para las constantes de rigidez (tales como  $E_m$ ) y el coeficiente de Poisson deberían representar, en este caso, el comportamiento sin drenaje.

### **D.4 Asientos causados por consolidación**

Para calcular el asiento causado por consolidación, se puede suponer una deformación unidimensional en condiciones confinadas del suelo y, por tanto, se puede usar la curva del ensayo de consolidación. La suma de los asientos de los estados sin drenaje y de consolidación generalmente produce una sobreestimación del asiento total, y se pueden aplicar correcciones empíricas.

### **D.5 Comportamiento asientos - tiempo**

En suelos cohesivos, la velocidad del asiento de consolidación antes de la terminación de la consolidación primaria se puede estimar aproximadamente utilizando parámetros de consolidación obtenidos de un ensayo de compresión. Sin embargo, la velocidad del asiento de consolidación se debería obtener preferentemente utilizando los valores de la permeabilidad obtenidos de ensayos in-situ, de acuerdo con 3.3.10.

**ANEXO E** (Informativo)

**EJEMPLO DE MÉTODO PARA OBTENER LA POSIBLE CAPACIDAD PORTANTE  
DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ROCA**

Para rocas débiles y fracturadas, con juntas cerradas, incluyendo las cretas con porosidad menor del 35%, la capacidad portante supuesta se puede obtener de la figura E.1. Esta se basa en la clasificación dada en la Tabla E.1, con la hipótesis de que la estructura puede tolerar asentos iguales al 0,5% del ancho de la cimentación. Los valores de la capacidad portante supuesta para otros asentos se pueden obtener por proporción directa. Para rocas débiles y fracturadas, con juntas abiertas o rellenas, se deben usar valores reducidos de la capacidad portante supuesta.

**Tabla E.1**  
**Clasificación de rocas débiles y fracturadas**

<b>Grupo</b>	<b>Tipo de roca</b>
1	Calizas puras y dolomías Areniscas carbonatadas de baja porosidad
2	Igneas Calizas oolíticas y margosas Areniscas bien cementadas Limolitas carbonatadas endurecidas Rocas metamórficas, incluyendo pizarras y esquistos (clivage/foliación plana)
3	Calizas muy margosas Areniscas poco cementadas Pizarras y esquistos (clivage/foliación ondulada)
4	Limolitas sin cementar y lutitas

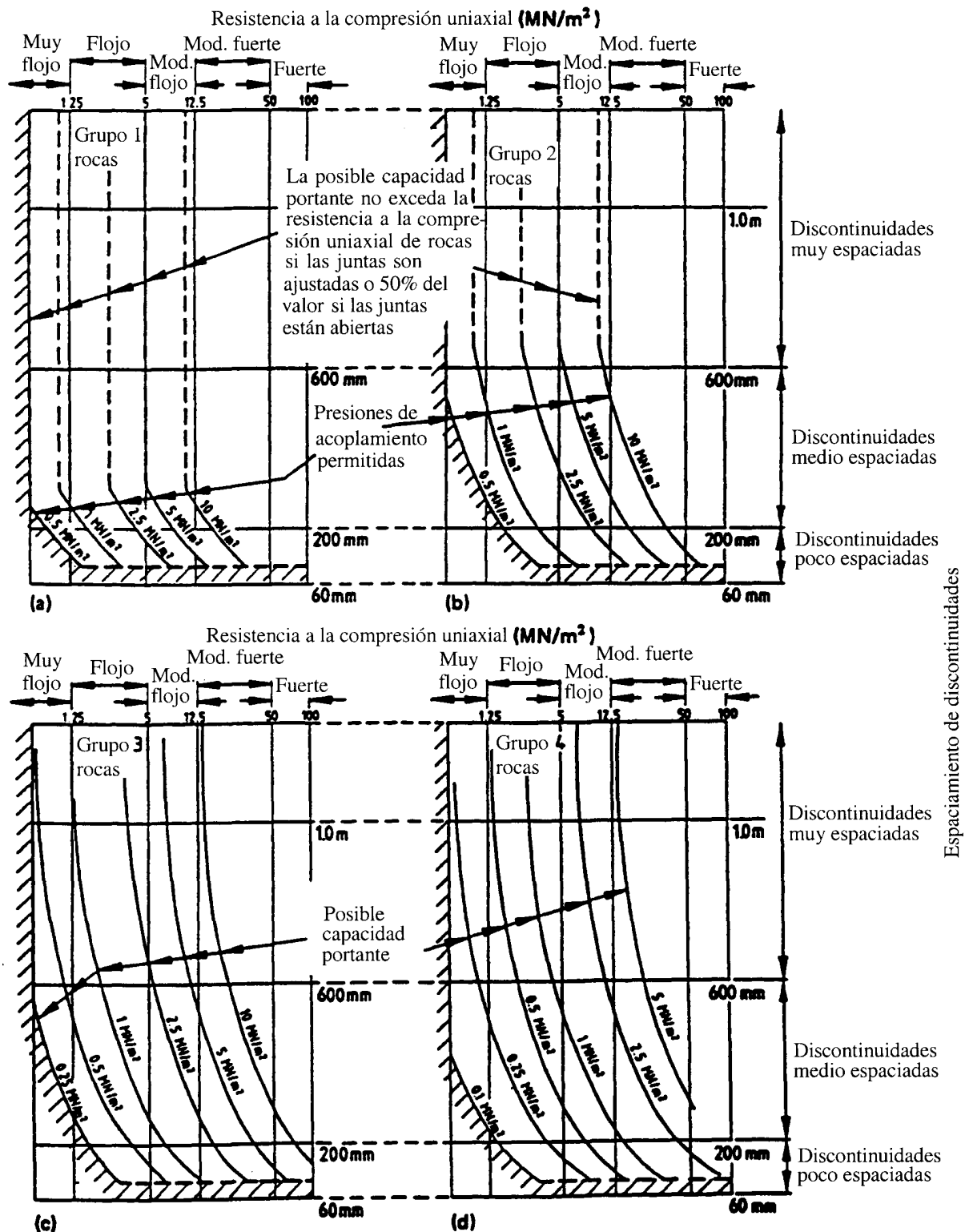


Fig. E.1 – Capacidad portante supuesta para zapatas cuadradas sobre roca (para asientos inferiores al 0,5% del ancho de la zapata). Los cuatro grupos de rocas quedan definidos en la Tabla E.1.  
La capacidad portante supuesta en las zonas rayadas será estimada después de la inspección y/o realización de ensayos sobre las rocas

Para cretas con porosidad mayor del 35%, los valores de la capacidad portante se pueden obtener de la Tabla E.2.

**Tabla E.2**  
**Clasificación y posible capacidad portante para cretas de alta porosidad**

<b>Grado</b>	<b>Breve descripción</b>	<b>Posible capacidad portante supuesta (kPa)</b>
V	Creta remoldeada, sin estructura, conteniendo trozos de creta intacta.  Creta seca por encima del nivel freático	125 a 250
IV	Creta en bloques de pequeño tamaño, meteorizada parcialmente, con estratificación y fisuración. Juntas separadas de 10 mm a 60 mm, abiertas hasta 20 mm, y rellenas con creta remoldeada blanda y con fragmentos	250 a 500
III	Creta en bloques, sin meteorizar. Juntas separadas de 60 mm a 200 mm, abiertas hasta 3 mm y algunas veces rellenas con fragmentos	500 a 750
II	Creta en bloques, de dureza media (débil). Juntas separadas más de 200 mm y cerradas	750 a 1 000
I	Igual que grado II, pero dura (moderadamente débil) y frágil	1 000 a 1 500

## ANEXO F (Informativo)

**EJEMPLO DE MÉTODO PARA CALCULAR LA RESISTENCIA  
A TRACCIÓN DE PILOTES INDIVIDUALES O EN GRUPO**

El modelo de cálculo siguiente, que se muestra en la Figura F.1, se puede utilizar para comprobar la resistencia a tracción de un pilote individual o de un grupo de pilotes. Se utilizan los siguientes símbolos, además de los especificados en 1.6. y 1.7:

$F_t$  : carga de tracción en cada pilote;

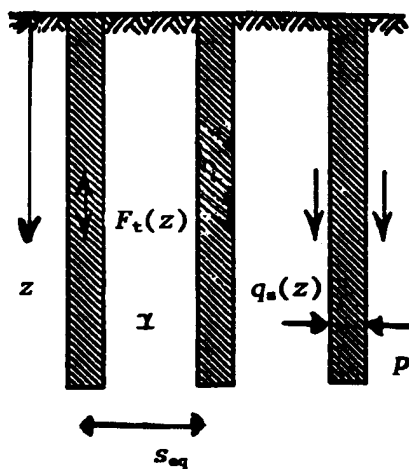
$F_t(z)$  : Tracción en un pilote a la profundidad  $z$ ;

$q_s(z)$  : resistencia por el fuste de proyecto a la profundidad  $z$ ;

$u(z)$  : presión intersticial de proyecto a la profundidad  $z$ ;

$p$  : perímetro del pilote;

$s_{eq}$  : espaciamiento entre pilotes, suponiendo una disposición regular de los mismos, o espaciamiento equivalente, para los pilotes no dispuestos regularmente.



**Fig. F.1 – Modelo de comprobación de la resistencia a tracción de un pilote individual o de un grupo de pilotes**



El proyecto es satisfactorio si se puede encontrar una distribución de tracciones,  $F_t(z)$ , que satisfaga los siguientes requisitos:

- En la parte superior del pilote,  $(z = 0)$ :  $F_t(0) = F_t$
- En la base del pilote,  $(z = L)$ :  $F_t(L) = 0$
- Para pilotes agrupados, en cualquier profundidad  $z$ ,  $F_t(z)$  está limitado por el peso del suelo por encima de la profundidad  $z$ :

$$F_t(z) \leq F_t - \left[ \int_0^z \gamma dz - u(z) \right] s_{eq}^2 \quad (F.1)$$

- Se deben tener en cuenta las fuerzas de cortante sobre el perímetro del grupo.
- A cualquier profundidad  $z$ , el gradiente de  $F_t(z)$  se limita por la resistencia por el fuste:

$$\left| \frac{dF_t(z)}{dz} \right| = - \frac{dF_t(z)}{dz} \leq p q_s(z) \quad (F.2)$$

- En terrenos homogéneos, el bloque de suelo resistente siempre se extiende por debajo de la profundidad de la base del pilote.
- Al calcular  $q_s(z)$  se debe tener en cuenta que depende de las tensiones efectivas verticales en el terreno entre los pilotes. Estas tensiones están afectadas de forma negativa por la carga de tracción del pilote  $F_t$ .
- El valor de  $q_s(z)$  puede ser menor para pilotes a tracción que a compresión, y este efecto se debería tener en cuenta.

## ANEXO G (Informativo)

**EJEMPLOS DE PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LOS VALORES LÍMITE  
DE LOS COEFICIENTES DE EMPUJES DE TIERRAS**

Se definen tres coeficientes de empuje,  $K_\gamma$  para el peso del terreno tal como se define para los pesos unitarios  $\gamma$ ,  $K_q$  para las cargas verticales superficiales  $q$ , y  $K_c$  para la cohesión del terreno  $c$ , todos ellos dependiendo del ángulo de resistencia al corte del terreno.

En cualquier punto, a distancia  $z$  por debajo de la cara exterior del muro (o profundidad vertical  $z \cdot \cos \theta$ ) desde la superficie del terreno, las componentes de la tensión total son  $\sigma$  (normal) y  $\tau$  (tangencial), con  $\tau$  positiva cuando la tensión del terreno sobre el muro se dirija hacia la parte superior:

En condiciones drenadas y suelos no saturados:

$$\sigma = \sigma' = K_\gamma \cdot \int_0^z \gamma dz + K_q \cdot q' + K_c \cdot c' \quad (G.1)$$

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a' \quad (G.2)$$

en las que

$\sigma'$  es la tensión efectiva, normal al muro, a una profundidad  $z$ ;

$\delta$  es el ángulo de resistencia al corte entre el terreno y el muro;

$a'$  es la adhesión efectiva del muro.

En condiciones drenadas y en suelos saturados, una formulación aproximada es la siguiente:

$$\sigma = \sigma' + u_z \quad (G.3)$$

$$\sigma' = K_\gamma \left( \int_0^z \gamma dz - \frac{u_z - u_0}{\cos \theta} \right) + K_q q' + K_c c' \quad (G.3)$$

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a' \quad (G.2)$$

en las que

$q'$  es la tensión efectiva de la sobrecarga de tierras;

$u_z$  es la presión intersticial sobre la superficie de rotura, a una profundidad ( $z \cdot \cos \theta$ ) por debajo de la parte superior del muro;

$u_0$  es la presión intersticial para  $z = 0$ ;

$\sigma'$  es la tensión efectiva, normal al muro, a una profundidad  $z$ ;

$\delta$  es el ángulo de resistencia al corte entre el terreno y el muro;

$a'$  es la adherencia efectiva entre el terreno y el muro.

En condiciones no drenadas:

$$\sigma = K_{\gamma u} \int_0^z \gamma dz + K_{qu} q + K_{cu} c_u \quad (G.6)$$

$$\tau = a_u \quad (G.7)$$

en las que

$K_{\gamma u} = K_{qu} = 1$ , cuando el muro es vertical y la superficie del terreno horizontal;

$q$  es la tensión total de la sobrecarga (incluyendo la presión de agua);

$a_u$  es la adherencia no drenada entre el terreno y el muro.

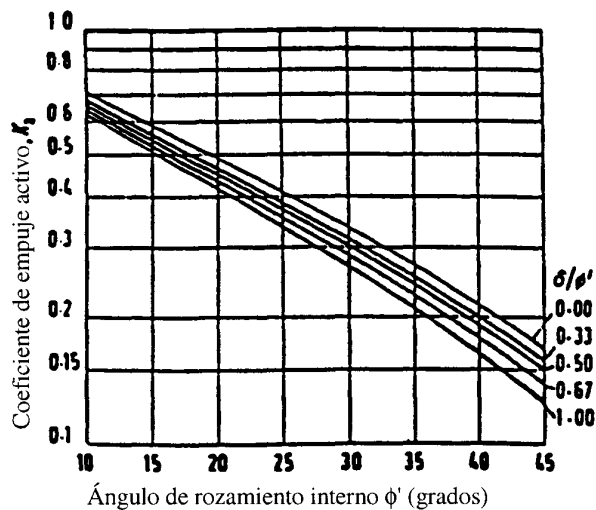
En suelos estratificados, el coeficiente  $K$  se puede determinar normalmente mediante el ángulo de resistencia al corte a esa profundidad, independientemente de los valores a otras profundidades.

En estado activo, las tensiones activas de tracción no se deben considerar nunca como acciones sobre las estructuras de contención.

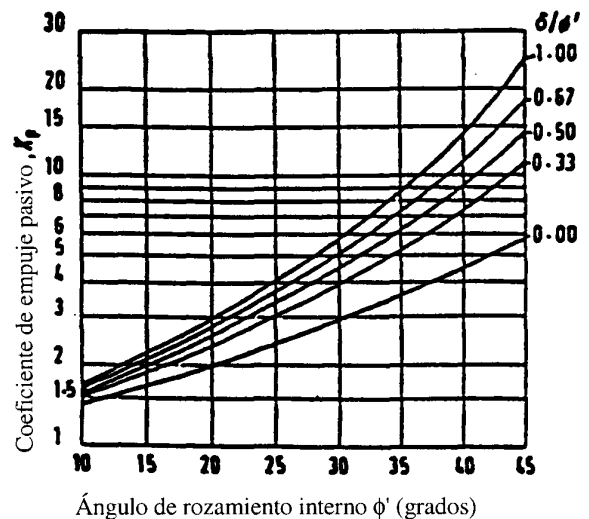
No existen fórmulas explícitas para los coeficientes de los empujes de tierras para los casos generales. A continuación se dan dos procedimientos para determinar los coeficientes de los empujes de tierras.

### Diagramas para muros verticales

Para muros verticales, se pueden tomar los valores de las Figuras G.1, G.2, G.3 y G.4.



**Fig. G.1 – Coeficiente de empuje activo de tierras (componente horizontal) para superficie del terreno, en el trasdós, horizontal**



**Fig. G.2 – Coeficiente de empuje pasivo de tierras (componente horizontal) para superficie del terreno, en el trasdós, horizontal**

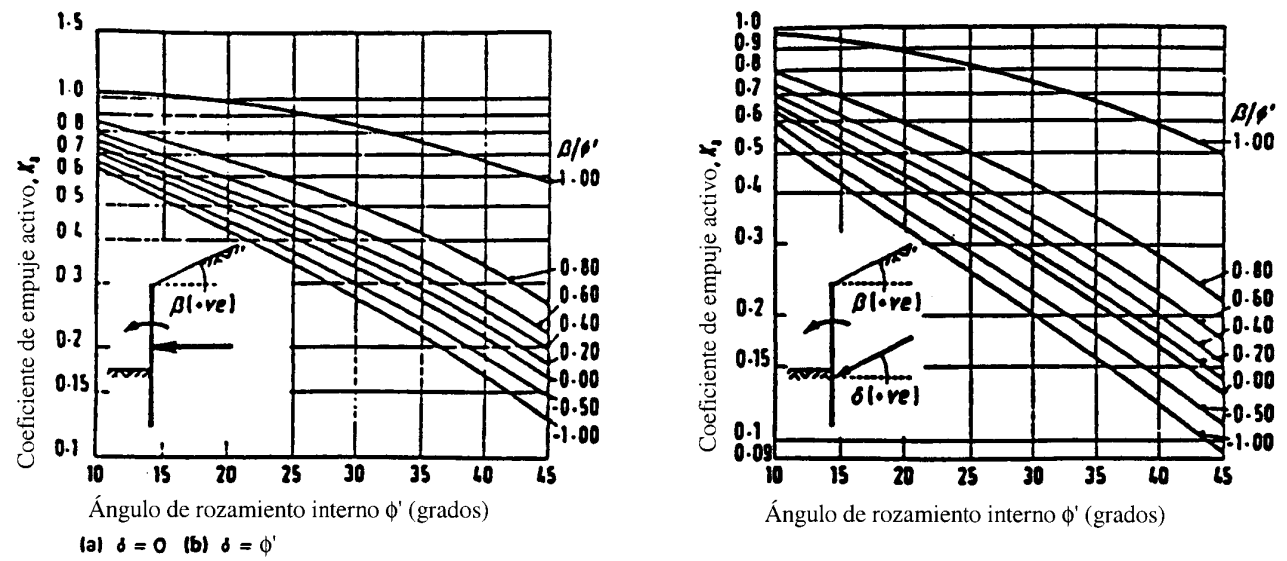


Fig. G.3 – Coeficientes de empuje activo de tierras (componente horizontal) para el caso general de relleno inclinado y con fricción en el trasdós del muro

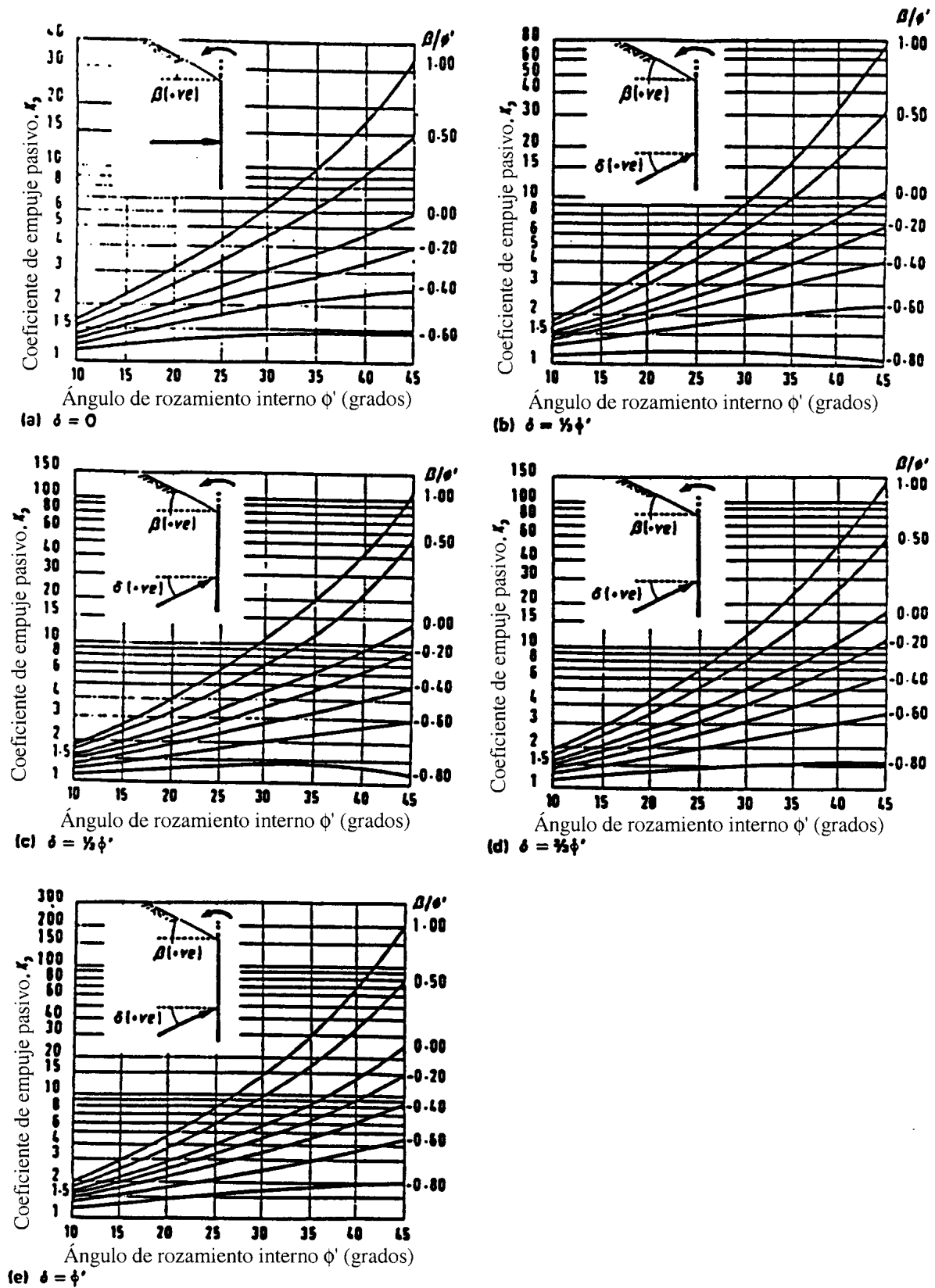


Fig. G.4 – Coeficientes de empuje pasivo de tierras (componente horizontal) para el caso general de relleno inclinado y con fricción en el trasdós del muro

### Procedimiento numérico

El siguiente procedimiento, que incluye ciertas aproximaciones del lado de la seguridad, se puede utilizar en cualquier caso.

El procedimiento está establecido para empujes pasivos, en cuyo caso los parámetros de resistencia (representados en lo que sigue por  $\phi$ ,  $c$ ,  $\delta$ ,  $a$ ) se consideran como positivos.

Se utilizan los siguientes símbolos, además de los especificados en 1.6 y 1.7, véase Figura G.5:

- $m_i$ : ángulo desde la superficie del terreno, dirigido hacia el exterior del muro, con la tangente de la línea de deslizamiento que encierra la masa de suelo que se mueve, señalando hacia el exterior de la superficie del terreno;
- $m_w$ : ángulo desde la normal al muro hasta la tangente a la línea de deslizamiento exterior, positivo cuando la tangente señala hacia arriba por detrás del muro;
- $\beta$ : ángulo desde la horizontal hasta la superficie del terreno, positivo cuando la superficie del terreno asciende desde el muro;
- $\theta$ : ángulo entre la vertical y la dirección del muro, positivo cuando el muro está inclinado hacia adelante;
- $v$ : rotación tangente a lo largo de la línea de deslizamiento exterior, positivo cuando la masa de suelo por encima de esta línea de deslizamiento tiene una forma convexa;
- $q$ : una sobrecarga uniforme general, por unidad de área de la superficie real;
- $p$ : una sobrecarga vertical uniforme, por unidad de área en una proyección horizontal.

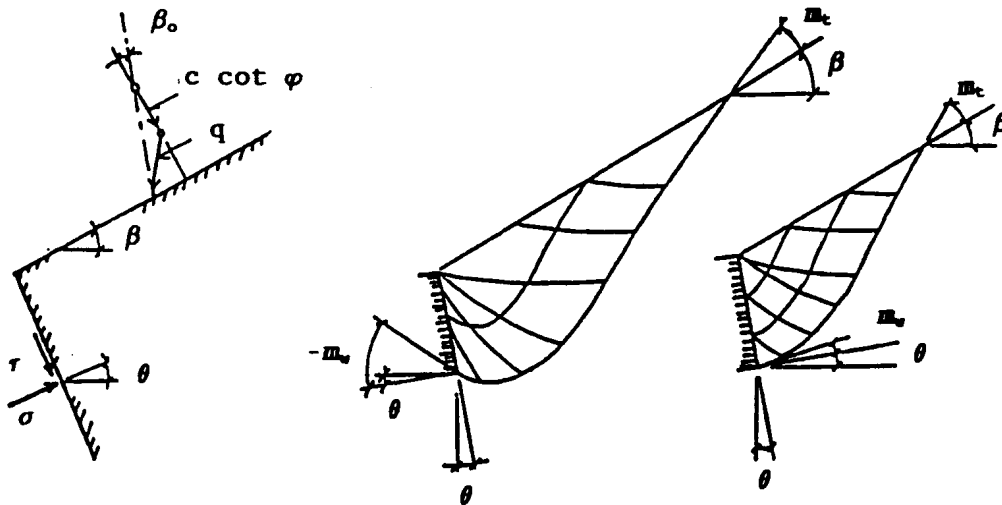
Los parámetros de la superficie de contacto  $\delta$  y  $a$  se deben elegir de forma que:

$$a / c = \tan \delta / \tan \phi$$

La condición de contorno en la superficie del terreno involucra a  $\beta_o$ , que es el ángulo de incidencia de una carga superficial equivalente. A partir de este concepto el ángulo se define a partir de la suma vectorial de dos términos, véase Figura G.5:

- Uno, la sobrecarga superficial  $q$ , uniformemente distribuida por unidad de área, que no es necesariamente vertical.
- Otro, la componente  $c \cdot \cotg \phi$ , actuando como carga normal.

El ángulo  $\beta_o$  es positivo cuando la componente tangencial de  $q$  apunta hacia el muro, mientras que la componente normal se dirige hacia el terreno. Si  $c = 0$  y la carga superficial es vertical o cero, ocurre que generalmente para estados activos,  $\beta_o = \beta$ .



**Fig. G.5 – Definiciones referentes a la sobrecarga superficial, a la geometría de la línea de deslizamiento, etc.**

El ángulo  $m_1$  se determina por las condiciones de contorno en la superficie del terreno:

$$\cos(2m_t + \phi + \beta_o) = -\frac{\sin \beta_o}{\sin \phi_o} \quad (\text{G.8})$$

La condición de contorno en el muro determina  $m_w$  mediante:

$$\cos(2m_w + \phi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \quad (\text{G.8})$$

El ángulo  $m_w$  es negativo para los estados pasivos ( $\phi > 0$ ) si la relación  $\delta/\sin \phi$  es suficientemente grande, tal como se supone en la figura G.5.

La rotación tangencial total alrededor de la línea de deslizamiento exterior de la masa de suelo que se mueve, véase Figura G.5, se determina por el ángulo  $\nu$  que se calcula mediante la expresión:

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (\text{G.10})$$

El coeficiente  $K_n$  para carga normal sobre la superficie (esto es, el empuje de tierras normal, sobre el muro debido a una presión unitaria normal a la superficie) se determina por la siguiente expresión, en la que  $v$  se debe poner en radianes:

$$K_n = \frac{1 + \sin \phi \sin(2m_w + \phi)}{1 - \sin \phi \sin(2m_t + \phi)} \exp(2\nu \tan \phi) \quad (\text{G.11})$$

El coeficiente para una carga vertical sobre la superficie (fuerza por unidad de área horizontal proyectada) es:

$$K_q = K_n \cdot \cos^2 \beta \quad (\text{G.12})$$

y el coeficiente para el término de cohesión es:

$$K_c = (K_n - 1) \cdot \cot \phi \quad (G.13)$$

Una expresión aproximada para el peso del suelo es:

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cdot \cos (\beta - \phi) \quad (\text{G.14})$$

Esta expresión está del lado de la seguridad. Mientras que el error no es importante en el caso del empuje activo, puede ser considerable para los empujes pasivos con valores positivos de  $\beta$ .

Para  $\phi = 0$ , se utilizan los siguientes valores límite:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta; \quad \cos 2m_w = \frac{a}{c}$$

$$K_q = \cos^2 \beta; \quad K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w;$$

(con  $v$  en radianes), mientras que para  $K_\gamma$  una aproximación mejor, cuando  $\phi = 0$ , es:

$$K_\gamma = \cos \phi + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (\text{G.15})$$

Para los empujes activos se emplea el mismo algoritmo, pero con los siguientes cambios:

Los parámetros de resistencia,  $\phi$ ,  $c$ ,  $\delta$  y  $a$ , se introducen como valores negativos. El ángulo de incidencia de la carga equivalente de superficie  $\beta_o = \beta$ , debido a la aproximación utilizada para  $K_\gamma$ .

Tanto para el empuje activo como pasivo, el método considera el ángulo de convexidad como positivo:

$$v \geq 0$$

Si esta condición no se cumple (ni siquiera aproximadamente), por ejemplo para un muro liso con una superficie de terreno suficientemente inclinada cuando  $\beta$  y  $\phi$  tengan distinto signo, puede ser necesario considerar otros métodos. Este también puede ser el caso cuando se consideren cargas superficiales irregulares.



**ANEXO NACIONAL**

**PROPUESTA DE DOCUMENTO NACIONAL DE APLICACION (DNA)  
PARA SER UTILIZADO CON LA NORMA EUROPEA EXPERIMENTAL  
ENV 1997-1:1994 EUROCÓDIGO 7: PROYECTO GEOTÉCNICO  
PARTE 1: REGLAS GENERALES**

**ÍNDICE**

	<b>Página</b>
<b>0 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>120</b>
<b>1 OBJETO DEL D.N.A.....</b>	<b>121</b>
<b>2 CAMPO DE APLICACIÓN DE LA NORMA EXPERIMENTAL ENV 1997-1 (EUROCÓDIGO 7. PARTE 1: REGLAS GENERALES) .....</b>	<b>122</b>
<b>3 FACTORES DE SEGURIDAD .....</b>	<b>123</b>
<b>4 NORMATIVA DE REFERENCIA.....</b>	<b>124</b>

## 0 INTRODUCCIÓN

Esta Propuesta de Documento Nacional de Aplicación ha sido redactado por el Subcomité Técnico SC-7 del AEN/CTN 140 EUROCÓDIGOS ESTRUCTURALES y contiene los conceptos básicos sobre la posibilidad de utilización de la Norma Experimental ENV 1997-1.

Un texto de esta norma experimental fue aprobado con el voto negativo de España en 1993 y con posteriores cambios fue editado sucesivamente en los tres idiomas establecidos por el CEN, inglés (1995), francés y alemán (1996).

El dilatado tiempo transcurrido entre la fecha teórica de su aprobación, y la fecha de su edición en inglés con un texto diferente al aprobado en la fecha reflejada, ha sido motivado por la controversia suscitada en algunos países sobre algunos conceptos fundamentales contenidos en dicha norma experimental.

El CEN a resultas de la encuesta 1997-05-21 entre sus miembros decidirá sobre el futuro de la norma.

## **1 OBJETO DEL D.N.A.**

Este DNA pretende cumplir los siguientes objetivos:

- Facilitar la información mínima adicional que permita la aplicación del EUROCÓDIGO 7. Parte 1: Reglas Generales.
- Describir la funcionalidad real de la norma experimental, ya que de su aplicación pueden resultar situaciones en que no se satisfagan las condiciones de seguridad que exige la Reglamentación Española.
- Restringir su utilización como norma experimental a la meramente informativa, hasta que los resultados de su aplicación no estén suficientemente contrastados y sancionados favorablemente por la práctica experimental.
- Fomentar su utilización en paralelo con la normativa (Reglamentos, Pliegos, etc...) actualmente vigente o de uso habitual en España, al objeto de detectar, más claramente aquellos aspectos que sean susceptibles de cambio en la redacción futura de la norma europea (EN).

## 2 CAMPO DE APLICACIÓN

En su actual texto el EUROCÓDIGO 7 - Parte 1, no puede ser considerado como un documento que por sí solo permita el cálculo geotécnico para el proyecto de cimentaciones y otros tipos de estructuras, por las razones siguientes:

- 1 Sus principios generales están limitados en diferentes situaciones.
- 2 No se incluyen numerosas reglas de aplicación práctica, sin las cuales los principios generales quedan indefinidos.

Bajo estas consideraciones el EUROCÓDIGO 7. Parte 1 podrá aplicarse en el cálculo geotécnico del proyecto de las siguientes estructuras.

- Cimentaciones de edificios no monumentales.
- Estructuras no singulares de Obra Civil.
- Taludes artificiales o naturales exentos, es decir en ausencia de edificaciones, viales u otro tipo de sobrecargas en su entorno.
- Terraplenes no estructurales.

Consecuentemente con lo anterior la Norma Experimental ENV 1997-1 en su parte I no es utilizable para el proyecto de presas, túneles y estructuras enterradas, estructuras portuarias, viaductos y puentes de grandes luces, monumentos, dragado de puertos o cauces de ríos.

### **3 FACTORES DE SEGURIDAD**

Coherentes con el objeto de este D.N.A. que es la experimentación en casos reales de la aplicación de la norma experimental (ENV 1997-1) se establece que los factores de seguridad parciales a tomar en consideración son los que figuran en la tabla (2.1) para los casos A, B y C.

La aplicación de estos coeficientes parciales conducirán en algunas situaciones de proyecto a márgenes globales de seguridad frente a la rotura muy inferiores a los que habitualmente son aceptados en nuestro país.

Aquellos usuarios que encuentren estas diferencias significativas, pueden comunicarlo a la secretaría del subcomité AEN/CTN/140 SC-7, con el fin de completar un registro de casuísticas geotécnicas que permitan establecer en el futuro los valores más adecuados para cada coeficiente de seguridad parcial.

#### **4 NORMATIVA DE REFERENCIA**

Los distintos aspectos cubiertos por esta norma experimental deberán resolverse y contrastarse en base a la aplicación de las normas y reglamentos vigentes en nuestro país o en su defecto recurrir a las normas extranjeras de reconocida garantía.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00

Fax 91 310 40 32

**AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA MADRID**