



# **LA MECÁNICA DE ROCAS EN EL EUROCÓDIGO 7 Y OTRAS NORMATIVAS**

**Con la colaboración de:**

**AENOR**

**Asociación Española de  
Normalización y Certificación**



**GOBIERNO  
DE ESPAÑA**

**MINISTERIO  
DE FOMENTO**

**MINISTERIO  
DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN  
Y MEDIO AMBIENTE**

**CEDEX**  
CENTRO DE ESTUDIOS Y  
EXPERIMENTACIÓN  
DE OBRAS PÚBLICAS



# **JORNADA TÉCNICA**

## **SEMR 2015**

**La Mecánica de Rocas en el  
Eurocódigo 7 y otras  
normativas**

**15 de abril de 2015**

# PRESENTACIÓN

La **Sociedad Española de Mecánica de Rocas** (SEMR) organiza un año más su Jornada Técnica anual, conjuntamente con el **Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas** (CEDEX).

En la última década se ha realizado en España un gran esfuerzo normativo en el ámbito de la ingeniería geotécnica que dio lugar a la publicación de la **Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras** (2003), la parte geotécnica de las **Recomendaciones para Obras Marítimas** 0.5-05 (2005) y la parte referida a las cimentaciones del **Código Técnico de la Edificación**. De forma simultánea, en Europa se publicó en 2004 el **Eurocódigo 7 “Proyecto Geotécnico”** (EC-7) que se ha ido utilizando paulatinamente en los diferentes países europeos.

Actualmente, está a punto de empezar el proceso para la elaboración de la segunda generación de Eurocódigos para lo cual el comité responsable del EC-7 ha creado varios grupos de trabajo entre los que destaca, en este ámbito, uno dedicado a la **Mecánica de Rocas**, apoyado también por la ISRM. El objetivo del grupo es determinar los aspectos de la Ingeniería de Rocas susceptibles de ser incluidos en el nuevo **Eurocódigo EC-7**.

En este contexto, la **SEMR** ha considerado interesante dedicar la Jornada Técnica de este año a realizar un análisis de los aspectos dedicados a la **Mecánica de Rocas** en dichos documentos normativos, para lo cual se contará con la presencia de destacados profesionales con amplia experiencia en estos temas.

Por último, se debe destacar que durante la celebración de la Jornada se nombrará Socio de Honor de la SEMR a **D. Luis González de Vallejo**, por sus destacadas aportaciones a la Mecánica de Rocas.

Asimismo, se realizará entrega de la **6º edición del Premio al mejor trabajo en Mecánica de Rocas para jóvenes investigadores**.

# PROGRAMA

8,30 - 9,00	<b>Inscripciones y documentación</b>
9,00 - 9,15	<b>Presentación de la Jornada</b> <b>D. Mariano Navas Gutiérrez</b> <i>Director del CEDEX</i>
	<b>D. Fernando Pardo de Santayana</b> <i>Director del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX</i>
9,15 - 10,00	<b>Algunos aspectos relacionados con la mecánica de rocas en los documentos normativos geotécnicos españoles y en el Eurocódigo 7</b> <b>D. José Estaire Gepp</b> <i>Laboratorio de Geotecnia (CEDEX). Universidad Politécnica de Madrid</i> <i>Secretario del Subcomité español del EC-7</i>
10,00 - 10,45	<b>Los valores característicos de los parámetros geotécnicos de las rocas.</b> <b>D. Alberto Bernal Riosalido</b> <i>ByA Estudio de Ingeniería S.L.</i> <i>Universidad Politécnica de Madrid</i>
10,45 - 11,00	Entrega de placa de <b>Socio de Honor</b> de la SEMR al profesor <b>D. Luis González de Vallejo.</b>
11,00-11,25	Pausa, café
11,25-11,45	Entrega del <b>6º Premio</b> al mejor trabajo de <b>investigación en Mecánica de Rocas</b> para jóvenes. Breve exposición del mismo.
11,45 -12,30	<b>Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering</b> <b>Dr. Luís Lamas</b> Jefe del Área de Modelación y Mecánica de Rocas. Laboratório Nacional de Ingeniería Civil (LNEC), Lisboa Secretario General de la ISRM
12,30 - 13,30	<b>Eurocode 7 and rock engineering: problems and opportunities</b> <b>Professor John Harrison</b> <i>Keck Chair of Engineering Rock Mechanics. Toronto University.</i> <i>Presidente del grupo de trabajo del EC-7 relativo a la Mecánica de Rocas</i>
13,30 -14,00	<b>Mesa Redonda y Clausura</b>

Coordinadores:

D. Áurea Perucho  
*Laboratorio de Geotecnia del CEDEX*  
D. Javier González-Gallego  
*Laboratorio de Geotecnia del CEDEX*

# ÍNDICE DE PONENCIAS

**“Algunos aspectos relacionados con la mecánica de rocas en los documentos normativos geotécnicos españoles y en el Eurocódigo 7”**

**D. José Estaire Gepp**

*Laboratorio de Geotecnia (CEDEX). Universidad Politécnica de Madrid*

*Secretario del Subcomité español del EC-7*

**“Los valores característicos de los parámetros geotécnicos de las rocas”**

**D. Alberto Bernal Riosalido**

*ByA Estudio de Ingeniería S.L.*

*Universidad Politécnica de Madrid*

**“Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering”**

**Dr. Luís Lamas**

Jefe del Área de Modelación y Mecánica de Rocas. Laboratório Nacional de Ingeniería Civil (LNEC), Lisboa

Secretario General de la ISRM

**“Eurocode 7 and rock engineering: problems and opportunities”**

**Professor John Harrison**

*Keck Chair of Engineering Rock Mechanics. Toronto University.*

*Presidente del grupo de trabajo del EC-7 relativo a la Mecánica de Rocas*



**SEMR**

**JORNADA TÉCNICA 2015**

**EL EUROCÓDIGO 7 Y OTRAS NORMATIVAS**

**Algunos aspectos relacionados con la mecánica de rocas en  
los documentos normativos geotécnicos españoles y en el  
Eurocódigo 7**

**D. José Estaire Gepp**  
*Laboratorio de Geotecnia (CEDEX).*  
*Universidad Politécnica de Madrid*  
*Secretario del Subcomité español del EC-7*

# **ALGUNOS ASPECTOS RELACIONADOS CON LA MECÁNICA DE ROCAS EN LOS DOCUMENTOS NORMATIVOS GEOTÉCNICOS ESPAÑOLES Y EN EL EUROCÓDIGO 7**

**José Estaire y Áurea Perucho**  
**Laboratorio de Geotecnia – CEDEX**

## **1. INTRODUCCIÓN: DOCUMENTOS NORMATIVOS DE ÍDOLE GEOTÉCNICA VIGENTES EN ESPAÑA**

En España existen actualmente tres documentos normativos de índole geotécnico:

- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), de aplicación en el ámbito de carreteras, aprobado en 2003 por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.
- Recomendaciones para Obras Marítimas 0.5-05 (ROM), “Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias”, aprobado en 2005 por el ente Puertos del Estado, dependiente del Ministerio de Fomento.
- Documento Básico SE-C del Código Técnico de la Edificación “Seguridad estructural. Cimientos” (CTE), de aplicación en la edificación, aprobado en 2006 por el entonces Ministerio de la Vivienda.

Como es sabido, aunque únicamente el CTE es de obligado cumplimiento, los otros dos documentos son ampliamente utilizados en sus respectivos ámbitos. Adicionalmente, España ha adoptado asimismo el marco normativo de los Eurocódigos, dentro de los cuales el EN-1997, conocido como “Eurocódigo 7” (EC-7), hace referencia al proyecto geotécnico. Esta norma consta de dos partes, la primera de las cuales –“General rules”- fue aprobada en 2004 y la segunda –“Ground investigation and testing”- en 2007. Para la implementación de esta norma en los diferentes países ha sido preciso que cada uno de ellos redacte un Anejo Nacional en el que se definen y concretan una serie de aspectos y parámetros que el EC-7 deja abiertos para que cada país escoja los que se consideren más convenientes, en función de la forma tradicional de

proceder o de las consideraciones que se estimen convenientes. El Anejo español al EC-7 fue redactado a lo largo del año 2013 por un Comité con sede en el CEDEX, al que pertenecen los autores de este artículo, y se encuentra actualmente a la espera de la aprobación definitiva por parte de los organismos competentes. Las bases teóricas y conceptuales de dicho Anejo se pueden consultar en Estaire et al (2014).

No obstante, tal y como ocurre con las demás normativas europeas, el EC-7 ha de ser sometido a revisiones periódicas y actualmente existe un mandato de la Comisión Europea para que se estudie la evolución de los diferentes Eurocódigos con vista a producir unas nuevas versiones de los mismos dentro del horizonte del año 2020, que presenten una mayor armonización. Fundamentalmente, y en concreto en el EC-7, se persigue ir reduciendo las diferencias de cálculo reflejadas en los Anejos Nacionales de los diferentes países, además de tender hacia diseños menos conservadores y más económicos, y de abordar aspectos de la ingeniería del terreno poco contemplados en la versión vigente de la norma, como es el caso de la mecánica de rocas y de la mejora y refuerzo del terreno.

Para llevar a cabo esta evolución del EC-7 se formaron hace aproximadamente cuatro años una serie de grupos de trabajo, denominados “Evolution Groups” (EG) (Orr, 2012) con la misión principal de establecer objetivos claros y definir los diferentes aspectos a considerar. Tras varios años de trabajo estos grupos han ido reflejando sus consideraciones y conclusiones en diferentes documentos que servirán de apoyo al futuro grupo redactor de la nueva versión del EC-7, a ser constituido en los primeros meses del año 2015.

Los autores de este artículo pertenecen a varios de los mencionados “Evolution Groups”, uno de los cuales es el “EG-13, Rock Mechanics”, encargado de poner de manifiesto las carencias existentes relativas a la mecánica de rocas en la actual versión del EC-7, así como de realizar las propuestas que se consideren adecuadas para futuras versiones de la normativa.

Por otra parte, en el último congreso europeo de la ISRM, Eurock 2014, que tuvo lugar en Vigo en mayo de 2014, se celebró un seminario sobre la aplicabilidad del EC-7 al diseño en ingeniería de rocas (Workshop Eurock 2014), en el que se presentaron artículos relacionados con diversos temas de relevancia en la mecánica de rocas y sus problemas y dificultades en relación a

la forma de abordarlos tanto en la versión vigente como en futuras versiones del EC-7. Se puso de manifiesto que las principales dificultades a la hora de abordar los problemas relacionados con la mecánica de rocas en el EC-7, o en cualquier otra normativa, están relacionadas con el hecho de que el macizo rocoso es un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo, a diferencia de la mayoría de los suelos que, en general, pueden ser considerados medios continuos, isótropos y homogéneos, aunque estrictamente tampoco lo sean. Harrison (2014) presenta una interesante recopilación y reflexión acerca de este tema.

Teniendo en cuenta estos antecedentes, en este artículo se realiza un análisis comparativo de los principales aspectos contemplados en los distintos documentos normativos vigentes en España, relativos a la mecánica de rocas, poniendo de manifiesto similitudes y diferencias, así como algunas reflexiones y propuestas tentativas, con el objetivo de tratar de buscar elementos que puedan ayudar a enfocar y a definir aspectos relacionados con la mecánica de rocas en futuras versiones de la normativa europea. Este texto se ha centrado exclusivamente en la forma de abordar la estimación de las cargas admisibles de cimentaciones superficiales y profundas. Muchos de estos aspectos han sido recogidos anteriormente en Perucho y Estaire (2014).

## **2. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS PRINCIPALES ASPECTOS RELATIVOS A LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS**

### **2.1. Aplicabilidad de los métodos de cálculo de suelos**

Cabe resaltar que los tres documentos indican que la roca se puede considerar como un suelo en ciertos casos, aunque cada uno de ellos adopta un criterio diferente para ello, como se recoge en la Tabla I.

**Tabla I. Criterios empleados para considerar el macizo rocoso como un suelo**

Parámetro	CTE	GCOC	ROM
Grado de alteración	> IV	$\geq$ IV	$\geq$ IV
Resistencia a compresión simple UCS (MPa)	< 2,5	< 1	---
Espaciamiento de juntas (cm)	---	---	< 10 cm
RQD (%)	< 25	< 10	< 10

Nota: Es suficiente con que se cumpla uno de los criterios

Como se puede apreciar los tres están de acuerdo en considerar el macizo rocoso como un suelo para grados de alteración superiores a III, pero mientras la GCOC y la ROM consideran suelo para valores del RQD inferiores al 10%, el CTE lo hace cuando dicho valor es inferior al 25%. Por otra parte, en relación a la resistencia a compresión simple el CTE pone el límite en 2,5 MPa mientras que la GCOC lo pone en 1 MPa y la ROM no indica ningún valor de este parámetro, sino un espaciamiento de diaclasas inferior a 10 cm, que los otros dos documentos no consideran.

## 2.2. Capacidad portante de las cimentaciones superficiales y profundas en roca

En la Tabla II se indican las expresiones utilizadas para la determinación de la capacidad portante de las cimentaciones superficiales en roca y se resumen los principales aspectos contemplados en los tres documentos normativos.

**Tabla II. Capacidad portante de una cimentación superficial en roca. Resumen de principales aspectos contemplados en los tres documentos normativos**

Documento	Capacidad portante en roca, $q_a$	Depende de	Observaciones
<b>GCOC</b>	$q_a = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \sqrt{p_r / UCS}$ $\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 q_r}{UCS}}$ $\alpha_2 = 1 (\text{WD=I}); 0,7 (\text{WD=II}); 0,5 (\text{WD=III})$ $\alpha_3 = \min \left( \sqrt{s/1m}, \sqrt{RQD/100} \right)$ $\alpha_4 = (1,1-\text{tg}\delta)^3 \quad (\alpha_4=1 \text{ si } \text{tg}\delta \geq 0,10)$	-UCS: resistencia a compresión simple. - $q_r$ : resistencia a tracción simple. -s: separación de diaclasas. -WD: grado de alteración. -RQD: rock quality design. - $\delta$ : inclinación de la carga.	- $q_a < 5 \text{ MPa}$ salvo justificación. -Terreno horizontal (pendiente $< 10\%$ ). -Área de cimentación $< 100 \text{ m}^2$ . -Gradientes de agua $< 2,2$ .
<b>ROM</b>	$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{3f_b f_A f_\delta \sqrt{p_r / UCS}}{FS}$ $p_r = 1 \text{ MPa} \text{ (presión de referencia)}$ $f_D = \min(2 \sqrt{s/B^*} \leq 1; 0,2 \sqrt{B_0 RQD / B^*} < 1)$ $f_A = 1 (\text{WD=I}); 0,7 (\text{WD=II}); 0,5 (\text{WD=III})$ $f_D = (1,1-\text{tg}\delta)^3 < 1$ $FS = 2,8 \text{ (permanente); } 2,3 \text{ (fundamental); } 2,1 \text{ (accidental)}$	-UCS: resistencia a compresión simple. -s: separación de diaclasas. - $B^*$ : ancho de zapata. -WD: grado de alteración. -RQD: rock quality design. - $\delta$ : inclinación de la carga.	- $q_{ult} < 15 \text{ MPa}$ salvo justificación. -Terreno horizontal (pendiente $< 10\%$ ). -Área de cimentación $< 100 \text{ m}^2$ . -Si está cerca de un talud se debe estudiar la estabilidad global.
<b>CTE</b>	$q_a = K_{sp} \cdot UCS$ $K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}}$		-Incluye un FS=3. -No limita el valor máximo. -Terreno horizontal (no indica pendiente máx.). -Inclinación de carga $< 10\%$ . -Estratos horizontales o sub-horizontales. -Cuando la cimentación superficial se encuentra en roca puede haber problemas debido a la estructura de la misma, a la orientación de las juntas, a la anisotropía del macizo, etc. En esos casos, ilustrados en la Figura 1 se debe realizar un análisis específico.

Un análisis de las expresiones para la determinación de la capacidad portante de las cimentaciones superficiales en roca permite realizar las siguientes consideraciones:

a.- De carácter general

- Las expresiones del CTE y de la GCOC están escritas en términos de carga admisible mientras que la de la ROM corresponde a una carga de hundimiento a la que hay que aplicar un factor de seguridad.
- La expresión del CTE coincide exactamente con la incluida en el Canadian Foundation Engineering Manual (2006).
- Las expresiones del GCOC y la ROM son bastante similares entre sí ya que muchos de los factores interviniéntes son muy parecidos e incluso los mismos.

b.- Sobre los factores interviniéntes

- Todas las expresiones dependen de la resistencia a compresión simple, aunque varía el exponente al que está elevado: en el CTE, el exponente es 1, es decir, tiene una dependencia lineal, y en la GCOC y ROM el exponente es 0,5, es decir, depende de la raíz cuadrada.
- El otro parámetro que aparece en los tres documentos es la separación de las diaclasas.
- En la expresión del CTE aparece también la apertura de las diaclasas y el ancho de la zapata. Este último se considera en la ROM, pero no en la GCOC.
- Por su parte, las expresiones de la GCOC y ROM dependen del grado de alteración de la roca, el RQD (como medida de la separación de diaclasas) y la inclinación de la carga.

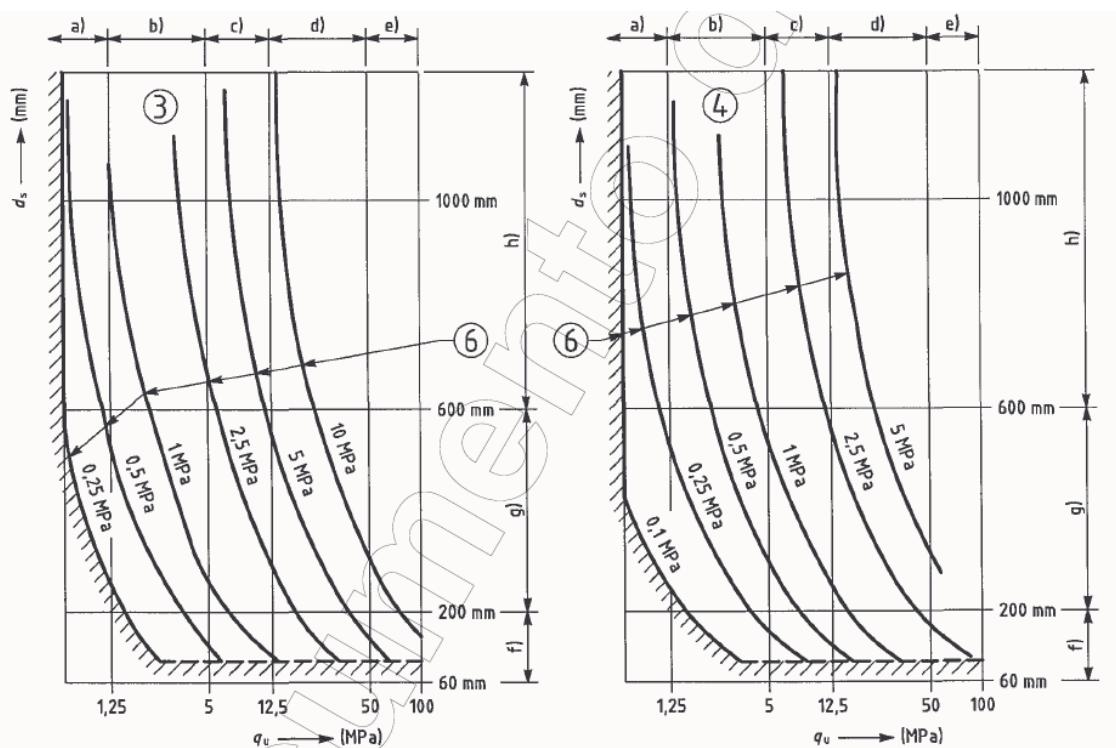
c.- De carácter adicional

- Asimismo, hay una gran diferencia en los límites que se indican para esta capacidad portante: el CTE no indica ninguno, la GCOC limita la carga admisible a 5 MPa (salvo justificación) y la ROM limita la carga de hundimiento a 15 MPa, con lo cual, dependiendo del factor de seguridad utilizado, la carga admisible puede variar entre 5,3 y 7,1 MPa.
- Todas las fórmulas son válidas para terreno horizontal (en la GCOC y en la ROM se indica con pendiente inferior al 10%, en el CTE no se indica

ninguna pendiente) y para una inclinación de la resultante de carga inferior al 10%. La GCOC y la ROM dan factores de corrección para inclinaciones mayores. El CTE no los incluye, probablemente debido a que en edificación no suelen darse inclinaciones mayores.

- La GCOC y la ROM limitan el área de la cimentación a 100 m<sup>2</sup>, indicando que se deben hacer estudios especiales en caso de mayores áreas.
- El CTE indica que cuando la cimentación superficial se encuentra en roca puede haber problemas debido a la estructura de la misma, a la orientación de las juntas, a la anisotropía del macizo, etc. e indica que en esos casos se debe realizar un análisis específico.

Por su parte, el EC-7 clasifica las rocas en cuatro grupos y proporciona un ábaco, para cada grupo, con el que se puede estimar la carga admisible de las cimentaciones superficiales en roca en función de la resistencia a compresión simple de la matriz, la separación de diaclasas y del asiento permitido, (véase a modo de ejemplo el ábaco de la Figura 1).



**Figura 1. Ejemplo de ábacos recogidos en el EC-7 para la obtención de la carga admisible de una cimentación superficial en roca (rocas de los**

**grupos 3 y 4;  $d_s$ : separación de diaclasas;  $q_u$ : resistencia a compresión simple)**

Se ha podido comprobar que los resultados que se obtienen de estos ábacos responden a la siguiente expresión, en la que la capacidad portante es directamente proporcional a la resistencia a la compresión simple y a la separación de diaclasas ( $d_s$ ):

$$Q_{adm} = K \cdot d_s(m) \cdot q_u$$

El valor de K se muestra en la Tabla IV, siendo dependiente del tipo de roca en función de la clasificación recogida en el EC-7.

**Tabla IV. Parámetro de capacidad portante en función del tipo de roca**

Grupo	Tipo de roca	K
1	Calizas y dolomías puras.	2,80
	Areniscas carbonatadas de baja porosidad	
2	Ígneas. Calizas margosas	1,40
	Areniscas cementadas. Filitas carbonatadas	
	Rocas metmórficas, incluyendo pizarras y esquistos	
3	Calizas muy margosas. Areniscas pobemente cementadas. Argilitas y esquistos	0,70
4	Filitas y argilitas no cementadas	0,35

Además, el EC-7 realiza las siguientes indicaciones de carácter general:

- En el caso de roca sana, fuerte e intacta de tipo ígneo, gneisítico, calizo o areniscoso, la carga admisible está limitada por la resistencia a compresión del hormigón.
- Se deben considerar los siguientes aspectos: presencia de capas más débiles, de planos de sedimentación u otras discontinuidades, así como las características de los mismos (relleno, continuidad, anchura, espaciado), el estado de alteración, descomposición y fracturación de la roca, así como su posible perturbación en relación a su estado natural por actividades constructivas cercanas.
- Asimismo se debe tener en cuenta la presencia de materiales solubles, como calizas, yesos o sales.

## **2.3. Capacidad portante de las cimentaciones profundas en roca**

En la Tablas III se indican las expresiones utilizadas para la determinación de la capacidad portante de las cimentaciones profundas en roca y se resumen los principales aspectos contemplados en los tres documentos normativos.

Un análisis de las expresiones para la determinación de la capacidad portante de las cimentaciones profundas en roca permite realizar las siguientes consideraciones:

- Las expresiones de la GCOC y de la ROM están escritas en términos de carga de hundimiento, a la que hay que aplicar un factor de seguridad, mientras que la del CTE corresponde a una carga admisible.
- Los tres documentos determinan la carga admisible o última por punta basándose en la carga admisible (GCOC y CTE) o última (ROM) de una cimentación superficial, por lo que son válidas las diferencias ya señaladas anteriormente, afectando dicha carga por un factor de empotramiento.
- Los tres documentos consideran unos factores de empotramiento similares.
- Tanto la GCOC como la ROM determinan la carga última por fuste como un porcentaje (10%) de la carga última por punta, limitando dicho valor a 2 MPa.
- La expresión del CTE coincide básicamente con la incluida en el Canadian Foundation Engineering Manual (2006).

Por su parte, el EC-7 no menciona ninguna fórmula de cálculo analítica, ya que en las cimentaciones profundas se da prioridad al diseño basado en ensayos estáticos de carga.

**Tabla III. Carga de hundimiento de una cimentación profunda en roca. Resumen de principales aspectos contemplados en los tres documentos normativos**

Documento	Capacidad portante de un pilote en roca, $q_{a,p}$	Depende de
<b>GCOC</b>	$q_p = 2q_a d_f < 20 \text{ MPa}$ $d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{D} \leq 2$ $\tau_f = 0,1 q_p < 2 \text{ MPa si } WD \leq \text{III}; d_f=1 \text{ en } q_p$ $\tau_f = 0 \text{ si } WD > \text{II}$ $FS = 3 \text{ (permanente); } 2,6 \text{ (característica); } 2,2 \text{ (accidental)}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>-<math>q_p</math>: resistencia unitaria por punta (de hundimiento).</li> <li>-<math>\tau_f</math>: resistencia unitaria por fuste (de hundimiento).</li> <li>-<math>q_a</math>: carga admisible de una cimentación superficial (ver Tabla II).</li> <li>-<math>L_r</math>: longitud de empotramiento en roca de igual o mejor calidad que la de la punta.</li> <li>-D: diámetro del pilote.</li> </ul>
<b>ROM</b>	$q_p = \frac{2}{3} q_{ult} d_f$ $d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{D}$ $\tau_f = 0,1 q_{ult} < 2 \text{ MPa si } WD \leq \text{III}$ $\tau_f = 0 \text{ si } WD > \text{III}$ $FS = 2,5 \text{ (permanente); } 2,2 \text{ (fundamental); } 2,0 \text{ (accidental)}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>-<math>q_p</math>: resistencia unitaria por punta (de hundimiento).</li> <li>-<math>\tau_f</math>: resistencia unitaria por fuste (de hundimiento).</li> <li>-<math>q_{ult}</math>: carga de hundimiento de una cimentación superficial (ver Tabla II).</li> <li>-<math>L_r</math>: longitud de empotramiento en roca de igual o mejor calidad que la de la punta (<math>L_r \leq 2,5D</math>).</li> <li>-D: diámetro del pilote.</li> </ul>
<b>CTE</b>	$q_{p,d} = q_a d_f = K_{sp} \cdot UCS \cdot d_f$ $d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{D} \leq 3$ $\tau_{fd} = 0,2 \cdot UCS^{0,5}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>-<math>q_p</math>: carga admisible por punta, siendo <math>q_a</math> la carga admisible de una cimentación superficial según el CTE, definida en la Tabla II.</li> <li>-<math>\tau_{fd}</math>: carga admisible por fuste, en MPa.</li> <li>-UCS: resistencia a compresión simple, en MPa.</li> <li>-<math>L_r</math>: longitud de empotramiento en roca de igual o mejor calidad que la de la punta.</li> <li>-D: diámetro del pilote.</li> </ul>

### **3. IDEAS PARA UNA POSIBLE UNIFICACIÓN DE LAS EXPRESIONES RECOGIDAS EN LAS NORMATIVAS ESPAÑOLAS**

La primera cuestión que se debe suscitar es de carácter formal ya que convendría unificar las expresiones para que todas ellas estuvieran en términos de carga de hundimiento de tal manera que el cálculo de las cimentaciones en roca se pareciera lo más posible a las cimentaciones en suelos.

Otra cuestión que se plantea es la de la necesidad o no de limitar el valor máximo de la carga admisible, como se hace en la GCOC y en la ROM. A este respecto, se considera que no parece necesario poner tales límites, ya que existen otras limitaciones debidas a la resistencia de los propios materiales constructivos (el punzonamiento de las cimentaciones superficiales y el “tope estructural” de los pilotes) y puede resultar quizá excesivamente conservador cuando se ha hecho un estudio adecuado del terreno y se dispone de un macizo rocoso de buena calidad.

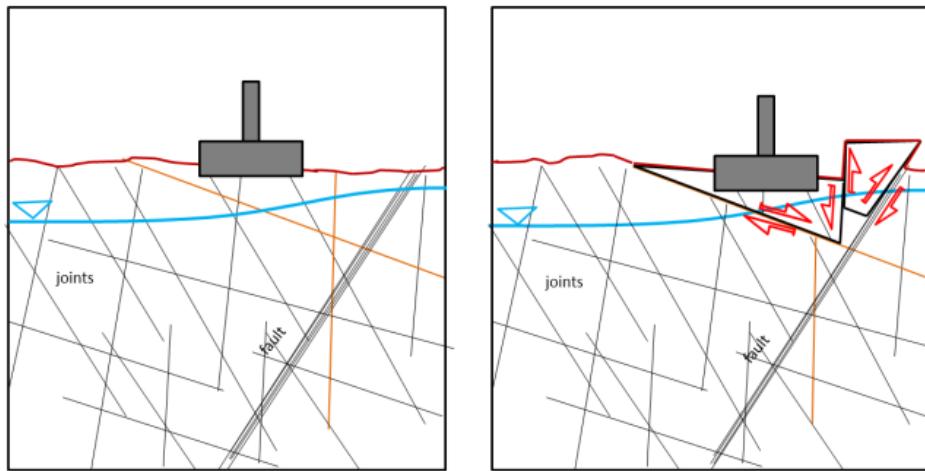
En cuanto a la forma de estimar la carga admisible, parece que su estimación en función de la raíz cuadrada del valor de la resistencia a compresión simple es menos común en la práctica habitual, aunque es menos conservadora en el rango de resistencias bajas, pero más conservadora en el de presiones elevadas, por lo que podría ser la más adecuada, eliminando los límites de valor máximo. Soriano (2003) comenta las razones que llevaron a las expresiones recogidas en la GCOC y la ROM.

A este respecto es muy interesante la recopilación realizada por Serrano et al (2010) de diferentes teorías y normativas, recogida en la Figura 2, en la que se puede apreciar que el exponente que se preconiza tiende a ser 1, aunque también hay casos de 0,5. Serrano et al. proponen valores intermedios, cercanos a 0,75.

TEORÍA	AÑO	$\sigma_{hp} = N_c \cdot \sigma_c^k$		FACTORES						LIMITACIONES
		$N_c$	K	$\sigma_c$	RQD/ RMR/ GSI	TIPO DE ROCA	EMPOTRA- MIENTO	SOBRE- CARGA	DIÁMETRO	
TENG	1962	5 a 8	1							
COATES	1967	3	1							
JIMENEZ SALAS et al.	1976	0,15 a 1	1							
PELLS	1977	4 a 11	1							
KULHAWAY Y GOODMAN	1980	0,17 a 11	1							
ROWE Y ARMITAGE	1987	2,7	1							
CARTER Y KULHAWAY	1988	0,015 a 6,1	1							
ARGEMA	1992	4,5	1							<10 Mpa
FINDLAY et al.	1997	1 a 4,5	1							
ZHANG Y EINSTEIN	1998	4,8	0,51							
O'NEILL Y REESE	1999	2 a 2,5	1							
SERRANO Y OLALLA	2002	0,1 a 56	0,75 a 1							
VIPULANANDAN	2007	4,73	0,56							
ZHANG	2009	6,56	0,46							
SERRANO Y OLALLA AJUSTADA	2010	0,03 a 5	0,6 a 1							
NORMATIVA										
CÓDIGO NEW YORK	1968	0,01 a 0,06	1							
MANUAL CANADIENSE	1978	0,45 a 4,5	1							SANA
		0,7 a 4,7	1							FRACTURADA
DIN ALEMANA	1980	2,15	0,515							
FHWA	1999	0,015 a 6,1	1							
EUROCÓDIGO	1999	1,0 a 1,65	1							BLANDA
NORMA HONGKONG	2006	-	-							
AASHTO	2007	0,015 a 6,1	1							
AASHTO MODIFICADA	2009	0,005 a 24	0,75 a 1							
ROM 04-94	1994	0,3 a 5,4	1							
GCOC	2003	0,126 a 4	0,5							<20 Mpa
ROM 05-05	2005	0,45 a 4	0,5							<20 Mpa
CTE	2006	0,35 a 4,5	1							

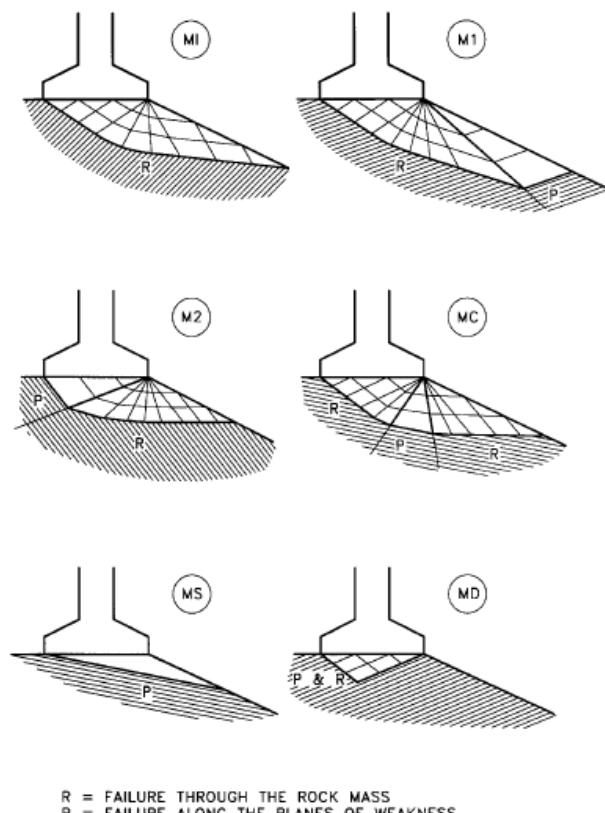
**Figura 2. Resumen de teorías y normativas sobre carga de hundimiento en punta de pilotes**

Asimismo, es necesario y conveniente señalar la primordial importancia que puede tener la estructura del macizo en relación a las cargas aplicadas, ya que se pueden producir mecanismos de rotura que requieran un estudio específico, como señala el CTE y como se indica, a modo de ejemplo, en la Figura 3Figura 3, tomada de Lamas et al (2014).



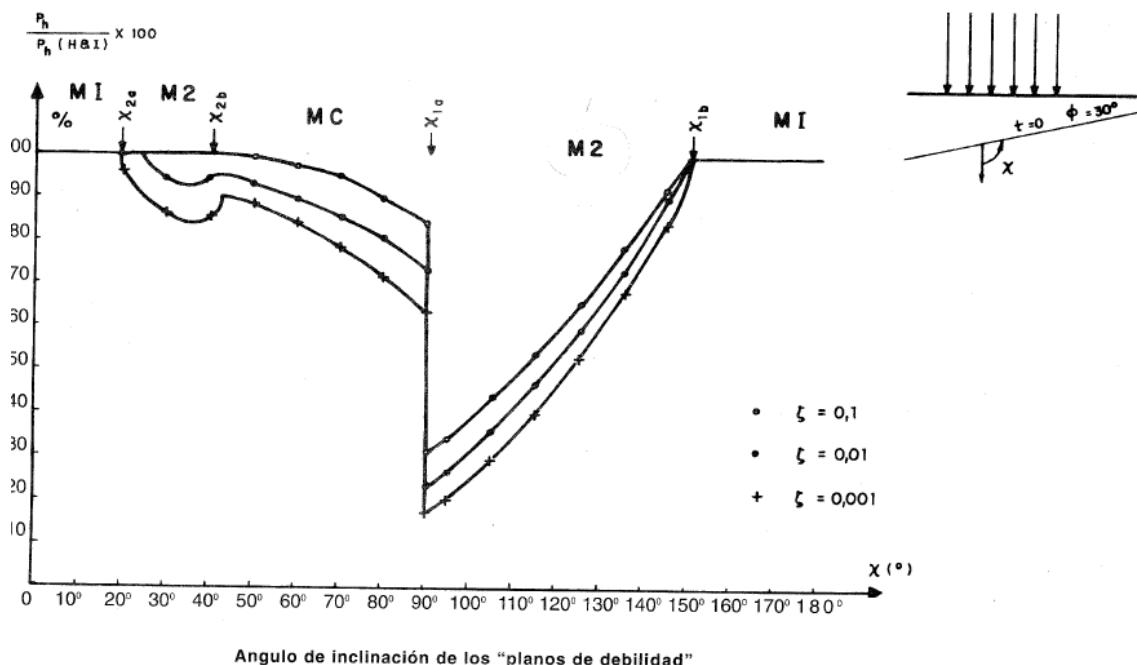
**Figura 3. Fallo de una cimentación por un mecanismo de rotura producido por la existencia de una falla y un sistema de diaclasas (Lamas et al, 2014)**

Serrano y Olalla (1998) han estudiado en profundidad la posible formación de mecanismos de rotura en macizos diaclasados en función de la orientación y resistencia de las diaclasas (Figura 4).



**Figura 4. Posibles mecanismos de rotura en función del buzamiento de las diaclasas (Serrano y Olalla, 1998)**

Se considera que puede ser conveniente hacer referencia a los resultados de este estudio, especialmente en lo que se refiere a la disminución de la carga de hundimiento por efecto de la existencia de planos de discontinuidad con menor resistencia que la propia roca matriz, como puede verse en la figura siguiente.



**Figura 5. Reducción de la carga de hundimiento por efecto de existencia de planos de debilidad (Serrano y Olalla, 1998)**

Como puede verse en este gráfico, hay situaciones en las que la reducción de la carga de hundimiento llega a ser del 90%.

#### 4. BIBLIOGRAFÍA

Canadian Foundation Engineering Manual. 2006. 4th Edition. Canadian Geotechnical Society.

Código Técnico de la Edificación. 2003. Documento Básico DB-4 Cimentaciones. Ministerio de Fomento.

Estaire, J., Pardo, F. & Perucho, A. 2014. Bases del Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-7 (Proyecto Geotécnico). Hormigón y Acero 271 (2014, trim. 1).

Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras. 2003. Ministerio de Fomento.

Harrison, J. 2014. Eurocode 7 and rock engineering: current problems and future opportunities. Congreso europeo Eurock 2014. Vigo.

Lamas, L., Perucho, A. y Alejano, L. 2014. Some key issues regarding application of Eurocode-7 to rock engineering design. Congreso europeo Eurock 2014. Vigo.

Orr, T. 2012. How Eurocode 7 has affected geotechnical design: a review. Geotechnical Engineering, Vol. 165, Issue GE6.

Perucho, A. y Estaíre, J. The approach to rock engineering in Spanish normative documents. Congreso europeo Eurock 2014. Vigo, mayo 2014.

Recomendaciones Geotécnicas para el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias”, ROM 0.5-05. 2005. Ministerio de Fomento, Puertos del Estado.

Serrano, A. & Olalla C. 1998. Ultimate bearing capacity on an anisotropic discontinuous rock mass. Part I: Basic modes of failure. Int. J. Rock Mech. Min Sci. 35 : 301–324.

Serrano, A. & Olalla C. 2002. Carga de hundimiento por punta de pilotes en rocas. Monografía CEDEX.

Serrano González, A., Olalla Marañón C. y Juárez Millán, F. 2010. Cargas de hundimiento por punta para pilotes en roca: estudio comparativo. Ingeniería Civil 160.

Soriano, A. 2003. Point resistance of piles in rock. MS 4-Co-report. European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering; geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. Vol. 3. Praga.

Workshop Eurock 2014. Applicability and application of Eurocode-7 to rock Engineering design. 26<sup>th</sup> May, Vigo, Spain. Chairman: J. Harrison.





The 2014 ISRM European Rock Mechanics Symposium

## EUROCK 2014 VIGO

ROCK ENGINEERING AND ROCK MECHANICS:

STRUCTURES ON AND IN ROCK MASSES

Vigo, Galicia, SPAIN, 27<sup>th</sup>-29<sup>th</sup> May 2014

<http://www.eurock2014.com>



School of  
Mines  
University  
of Vigo

Spanish  
National  
Group of  
the ISRM

**Workshop: 26th May 2014, Vigo (Spain)**

## **Applicability and application of EUROCODE-7 to rock engineering design**

*Chairman: John Harrison*

El artículo que se recoge a continuación se presentó al congreso Eurock 2014 celebrado en  
Vigo en Mayo de 2014



# Spread foundations and slope stability calculations on rocks according to Eurocode EC-7

J. Estaire & G. Olivenza

*Laboratorio de Geotecnia (CEDEX). Madrid. España.*

*Corresponding author: jose.estaire@cedex.es*

**ABSTRACT:** This paper proposed a method to implement the EC-7 framework in the calculation of shallow foundations on rock and rock slope stability problems. Previously a revision of the usual methods currently used is made.

## 1 INTRODUCTION

Eurocode 7 (EC-7) is the European reference document to design the geotechnical aspects of building and civil engineering projects. EC-7, named "Geotechnical design", has two parts: Part 1 "General rules" was approved by Normalization European Committee (CEN) in April 2004 and Part 2 "Ground investigation and testing" was approved in January 2007.

This document deals with almost all the geotechnical works: spread and pile foundations, anchorages, retaining structures, embankments, overall stability and hydraulic failures without any distinction between soil and rocks, although the aspects related to soils are quite more relevant. This is the reason why the Subcommittee SC-7 of CEN-TC 250, responsible of writing EC-7, created a working group devoted to emphasize the role of Rock Mechanics inside EC-7.

The aim of this paper is to help that committee in its task as it makes a proposal to perform the calculation of spread foundations on rocks and the stability analysis of rock slopes in the EC-7 framework.

## 2 SPREAD FOUNDATIONS ON ROCKS

### 2.1 *Spread foundations in EC-7*

According to EC-7 framework, the calculation of any ultimate limit state basically involves the verification of the following expression:

$$E_d < R_d \quad (1)$$

where  $E_d$  is the design value of the effect of actions and  $R_d$  is the design value of the ground resistance that depends on the ultimate limit state considered. The design value of effect of actions ( $E_d$ ) is calculated from the characteristic values of effects of actions, affected by the partial factor on effect of actions ( $\gamma_E$ ) whose values, proposed by EC-7, are shown in the following table.

Table 1. Values of partial factor on the effect of actions ( $\gamma_E$ ) as proposed in EC-7

Type of actions or effect of actions	Value
Permanente	Unfavourable
	Favourable
Transient	Unfavourable
	Favourable

Taking into account these values and the fact that in a normal structure the permanent actions are usually about 2/3 of the total, an average value of  $\gamma_E$  could be around 1,40. This value will be used later

The design value of the ground resistance ( $R_d$ ) is calculated from the characteristic value of the ground resistance affected by the partial resistance factor ( $\gamma_R$ ).

Design values of soil properties involved in the calculation of the ultimate limit state are obtained from their characteristic values affected by the partial factor for soil parameters ( $\gamma_M$ ). It is important to remember that EC-7 points out that '*the characteristic value of a geotechnical parameter shall be selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state*'. [Clause 2.4.5.2.(2)].

## 2.2 Spread foundations on rocks according to EC-7

Clause 6.7 of EC-7 is devoted to give some recommendations on spread foundation on rocks. This section is quite vague as it only indicates that calculations must consider some aspects such as the strength and deformability of the rock mass, presence of weak layers, characteristics of discontinuities, weathering, decomposition and fracturing degree of the rock and the alteration of the natural state of the rock caused by construction activities.

Furthermore, EC-7 specifies that '*spread foundation on rock may normally be designed using the method of presumed bearing pressures.*' (Clause 6.7.(2)) and recommends the method included in Annex G '*A sample method for deriving presumed bearing resistance for spread foundation on rocks*'. This Annex contains four graphs for different types of rock, whose results depend on the uniaxial compressive strength ( $q_u$  in the graph) and the discontinuity spacing ( $d_s$ ). The following figure shows one of those graphs.

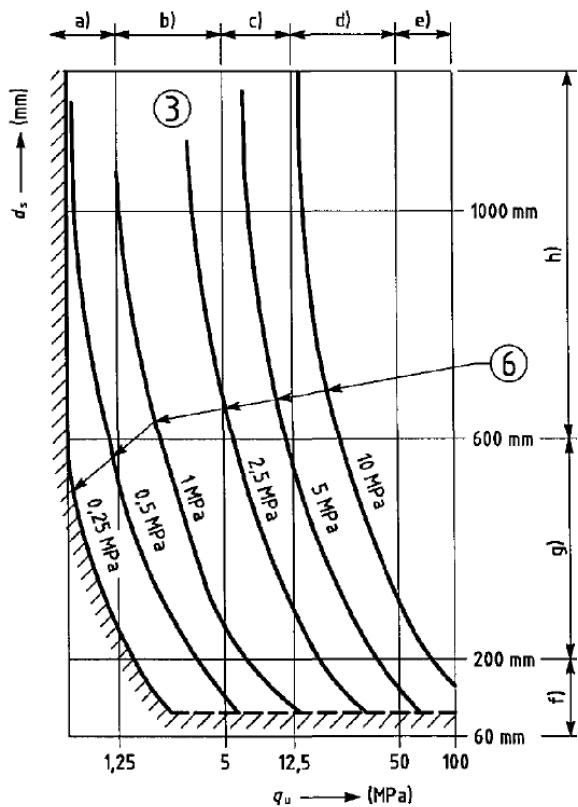


Figure 1. Presumed bearing resistance for square pad foundations bearing on rock (for settlements not exceeding 0,5 % of foundation width). (This graph is for rocks of Group 3 formed by very marly limestones, poorly cemented sandstones, slates and schists steep cleavage/foliation).

It should be noted that this way of calculating partially contradicts the EC-7 calculation philosophy based on the application of partial factors (on actions, to resistances and to soil properties) instead of using a global security factor which it is inherent to the concept of presumed bearing resistance.

## 2.3 Methods of calculation of the ultimate bearing resistance of spread foundations on rocks

The usual methods to calculate the ultimate bearing resistance of spread foundations on rock ( $q_{ult}$ ) mostly depends directly on the uniaxial compressive strength ( $\sigma_c$ ) of the rock matrix and, in an indirect way, on the characteristics of the rock mass, through the  $N_\sigma$  parameter, as it can be seen in the following expression:

$$q_{ult} = N_\sigma \cdot \sigma_c \quad (2)$$

There are many authors in literature that have given values for  $N_\sigma$ . Couetdic & Barron (1975) summarized the different failure criteria used by other several authors. Figure 2 shows the variation of  $N_\sigma$  with the friction angle, used as basic parameter in almost all the theories.

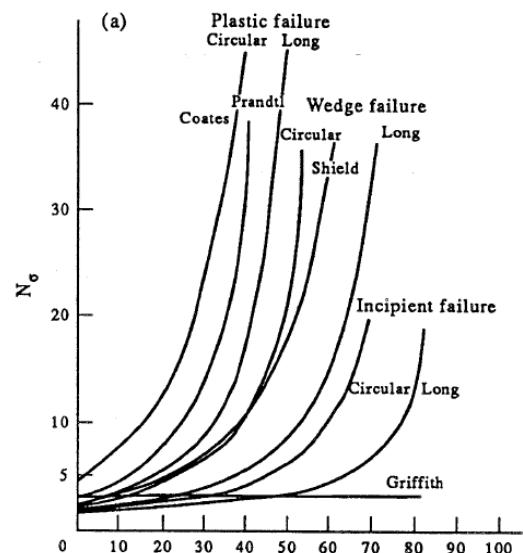


Figure 2. Variation of  $N_\sigma$  with the friction angle (Taken from Couetdic & Barron , 1975)

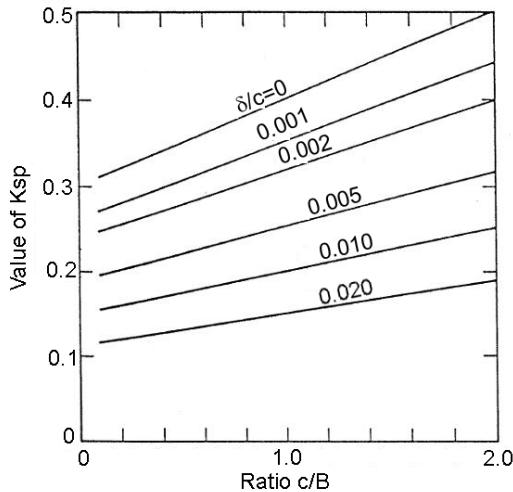
It can be seen that for values of friction angle in the range between 30 and 40°,  $N_\sigma$  takes values between 3 and 15.

Once the ultimate bearing resistance ( $q_{ult}$ ) is obtained, the next step is to determine an allowable bearing resistance ( $q_a$ ) dividing the ultimate bearing resistance by a global safety factor (F).

This same type of expressions can also be found in codes like, for instance, in the Canadian Foundation Engineering Manual (2007). In this case, the parameter  $N_\sigma$  has been substituted by an empiric factor  $K_{sp}$  that depends on the foundation width (B) and the spacing (c) and aperture ( $\delta$ ) of the discontinuities.

$$q_a = N_\sigma \cdot \sigma_c = K_{sp} \cdot \sigma_c = \frac{3 + c/B}{10 \sqrt{1 + 300 \delta/c}} \cdot \sigma_c \quad (3)$$

As this expression is only valid for  $0,05 < c/B < 2,0$  and  $0 < \delta/c < 0,02$ , the factor  $K_{sp}$  can take values from 0,1 to 0,5 as it can be seen in Figure 3. The factor  $K_{sp}$  includes a global security factor equal to 3.



$$K_{sp} = \frac{3 + c/B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot \delta/c}}$$

c=spacing of discontinuities  
 $\delta$ =aperture of discontinuities  
B=footing width

Valid for:  
 $0,05 < c/B < 2,0$   
 $0 < \delta/c < 0,02$

Figure 3. Values of  $K_{sp}$  factor

Another expression that depends directly on  $\sigma_c$  is the one provided by D.C. Wyllie (1992), although in this case the parameter  $N_\sigma$  is based on the Hoek-Brown failure criterion, through its parameters m and s; it also depends on a correction factor  $C_{fl}$  that considers the foundation shape. This factor  $C_{fl}$  takes values from 1 to 1,25.

$$q_{ult} = N_\sigma \cdot \sigma_c = C_{fl} \cdot (s^{0,5} + (ms^{0,5} + s)^{0,5}) \cdot \sigma_c \quad (4)$$

The allowable bearing pressure ( $q_a$ ) is the result of affecting the ultimate bearing capacity ( $q_{ult}$ ) by a global safety factor that will be, for most loading conditions and according to this author, in the range of 2 to 3.

This same expression is also used by the AASHTO manual (2007) that provides a table with values for m and s depending on the type and quality of the rock. Taking into account those values,  $N_\sigma$  varies from 0,002 to 7.

There is another group of expressions in which  $\sigma_c$  appears with an exponent different to 1, although usually equal to 0,5, like in the Spanish Codes for road (Guía de Cementaciones de Obras de Carretera) or ports works (ROM 0.5-05). In these codes, the ultimate bearing resistance depends on the square root of the unconfined compressive strength and on some factors that take into account the type of the rock, the presence of discontinuities, the weathering degree of the rock and the inclination of the load (Perucho & Estaire, 2014). For instance, the expression used in ROM 0.5-05 is the following one:

$$q_{ult} = 3 \cdot p_r \cdot \sqrt{\sigma_c / p_r} \cdot f_D \cdot f_A \cdot f_\delta \cdot f_{sp} \quad (5)$$

where  $p_r$  is a reference pressure to give units to the expression, usually equivalent to 1 MPa.

The factor  $f_D$  takes into account the presence of discontinuities. It will be the minimum value of the two following expressions, where s is the distance between discontinuities,  $B_0$  is a reference width equal to 1 m and  $B^*$  is the equivalent foundation width:

$$f_D = 2 \cdot \sqrt{s / B^*} \leq 1; f_D = 0,2 \cdot \sqrt{\frac{B_0 \cdot RQD(\%)}{B^*}} < 1 \quad (6)$$

The factor  $f_A$  is a reduction factor due to the weathering degree, whose values are 1,0; 0,7 or 0,5 for weathering degrees I, II or III, respectively, and  $f_\delta$  is the factor that considers the load inclination, according to the expression:

$$f_\delta = (1,1 - tg\delta)^3 < 1 \quad (7)$$

The calculation of the allowable bearing resistance is made dividing the ultimate bearing resistance by the corresponding security factor, whose recommended value in this standard for the characteristic situation is 2,3.

#### 2.4 Proposal of a method to design foundations on rocks compatible with EC-7 framework

The verification of the ultimate limit state of bearing resistance of a spread foundation shall be made based on Expression (1). [ $E_d < R_d$ ]. As said in Section 3.1, the design value of the effect of actions ( $E_d$ ) and the design value of the ground resistance ( $R_d$ ) can be calculated from their respective characteristic values affected by their partial factors, as shown in the following expressions (8).

$$E_d < R_d \Rightarrow \begin{cases} E_d = E_{ck} \cdot \gamma_E \\ R_d = R_{ck, (X_k / \gamma_M)} / \gamma_R ; R_d = q_{ult, (X_k / \gamma_M)} / \gamma_R \end{cases} \quad (8)$$

One of the main points of this proposal is that the characteristic value of the ground resistance ( $R_{ck}$ ) can be considered as the value of the ultimate bearing resistance ( $q_{ult}$ ) that can be derived from any of the expressions indicated in previous section. To obtain this ultimate bearing resistance, the design values of the parameters ( $X_d$ ) must be used, which are obtained dividing their characteristics values ( $X_k$ ) by the partial material factor ( $\gamma_M$ ).

Once established the main expressions, the next step is to establish the values for the different partial factors ( $\gamma_E$ ,  $\gamma_R$ ,  $\gamma_M$ ). To do so, it must be noted that EC-7 allows making the calculations basically to two Design Approaches (DA): DA-2 which is a Resistance Factor Approach (RFA) and DA-1 and DA-3, which are Material Factor Approaches (MFA). For both approaches, the partial factor of effect of actions ( $\gamma_E$ ) shall be taken from Table 1.

### a) Resistance Factor Approach (as DA-2)

In this approach, the partial material factor ( $\gamma_M$ ) is 1, so the parameter values to be used in the expressions to determine the ultimate bearing resistance (collected in Section 2.3) are the characteristic ones. On the other hand, the determination of the value of the partial resistance factor can be done using the following expressions, as can be seen in Frank, R. (2007), based on the objective to get similar foundation dimensions when comparing the usual method and the one proposed in the EC-7 framework.

Table 2. Method to determine the value of the partial factor for resistances ( $\gamma_R$ )

Usual method	Proposal EC-7 method
$q_a = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{F}$	$E_d = R_d$
$q_{act} = q_a$	$q_{act} \cdot \gamma_E = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{\gamma_R}$
$q_{act} = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{F}$	$q_{act} = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{\gamma_E \cdot \gamma_R}$
$F = \gamma_E \cdot \gamma_R$	
$\gamma_R = F / \gamma_E$	

where  $q_a$  is the allowable bearing resistance,  $q_{act}$  is the actual acting load on the foundation and  $F$  is the global safety factor recommended in the calculation method used.

For instance, if the method established in the Canadian Code is used, the recommended value for  $F$  is 3, so considering an average value of 1,4 for  $\gamma_E$ , as said in Section 2.1, the partial factor  $\gamma_R$  should take a value of 2,15.

This value of the partial resistance factor ( $\gamma_R$ ) should be found in the National Annexes of the different countries. However, it must be noted that the values that appears nowadays in those National Annexes are usually referred to spread foundations on soils, so they may need to be changed.

### b) Material Factor Approach (as DA-3 and DA-1)

In this approach, the partial resistance factor ( $\gamma_R$ ) takes a value of 1 so the design value of ground resistance is the characteristic one.

However, the parameter values to be used in the expressions to determine the ground resistance must be affected by their corresponding material factor. In this case, the parameters that appear in those expressions (as seen in Section 2.3) are the unconfined compressive strength ( $\sigma_c$ ) and some others that describe the type of rock and the rock mass state (as for instance: m, s, RMR or the spacing and aperture of the discontinuities).

Using the same way of thinking as before, the determination of the values of the partial material

factors can be done taking into account the following expressions:

Table 3. Method to determine the value of the partial factor for materials ( $\gamma_M$ )

Usual method	Proposal EC-7 method
$q_a = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{F}$	$E_d = R_d$
$q_{act} = q_a$	$q_{act} \cdot \gamma_E = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{\gamma_{M,N\sigma} \cdot \gamma_{M,\sigma}}$
$q_{act} = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{F}$	$q_{act} = \frac{N_\sigma \cdot \sigma_c}{\gamma_E \cdot \gamma_{M(N_\sigma)} \cdot \gamma_{M(\sigma_c)}}$
$F = \gamma_E \cdot \gamma_{M(N_\sigma)} \cdot \gamma_{M(\sigma_c)}$	
$\gamma_{M(N_\sigma)} \cdot \gamma_{M(\sigma_c)} = F / \gamma_E$	

According to the last expression, the simplest proposal is to consider the partial material factor for the  $N_\sigma$  parameter must take a value of 1, as it describes the rock mass state whose reduction is quite difficult to quantify. For  $\sigma_c$ , the partial factor should be equal to  $F/\gamma_E$ . Again, for instance, if the method established in the Canadian Code is used,  $\gamma_{M(\sigma_c)}$  should take a value of 2,15.

Once arrived at this point, there are two aspects that must be clarified. The first one is that EC-7, in its Annex A, proposes a value of the partial factor for the unconfined compressive strength ( $\sigma_c$ ) equal to 1,4, whose value can be modified in the National Annexes. As noticed, this value (1,4) is quite smaller than the one calculated previously (2,15). To solve this gap, it can be said that the value proposed by EC-7 only applies for soils, so the National Annexes have to define its value for rocks.

The second aspect is that the expression obtained before only guarantees the same foundation dimensioning if the exponent of  $\sigma_c$  is 1. If the exponent is 0,5, as usual, the maximum acting load is going to be around 50% higher with the EC-7 dimensioning compared with the one with the usual methods. One way to solve this problem could be to relate the value of the partial material factor with a specific expression to calculate the bearing resistance, something that can be done in the National Annexes.

## 2.5 Settlement calculations. Serviceability limit state design

The verification of serviceability limit state is another necessary step in the design of foundations according to EC-7 framework. This is a complicated task since EC-7 does not give any indication of how to tackle the calculation. However, in spread foundations on rocks, the settlement limit is not usually an important issue as the rock mass can usually be considered as a stiff ground in which settlements are negligible.

### 3 ROCK SLOPE STABILITY

This chapter discusses the calculation of rock slope stability according to EC-7 in relation to the usual method of calculation. Failure in rock slope is mainly ruled by discontinuities which can provide the movement of discrete blocks. Two modes of failure are analyzed: plane sliding and wedge failure.

#### 3.1 Analysis of plane slides

The geometry of the general case considered in the analysis of plane slides failure is shown in the following figure.

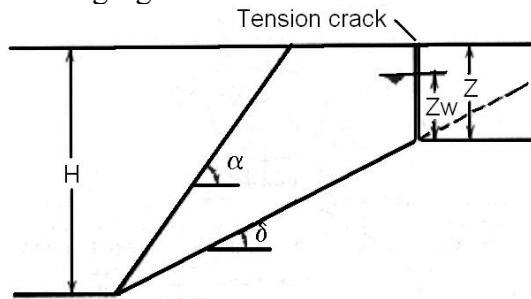


Figure 4. Geometry for general analysis of plane failure (After Hoek and Bray, 1981)

If the slide mass behaves like a rigid body, the security factor can be expressed with the following equation:

$$F = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \delta - U - V \cdot \sin \delta) \tan \phi}{W \cdot \sin \delta + V \cdot \cos \phi} \quad (9)$$

where  $c$  and  $\phi$  are the cohesion and friction angle in the sliding surface,  $\delta$  is the dip of the sliding surface,  $A$  is the length (area per unit width) of the sliding surface,  $U$  is the resultant of the water pressure along the sliding surface and  $V$  is the resultant of the water pressure along the tension crack.

#### 3.2 Wedge failure

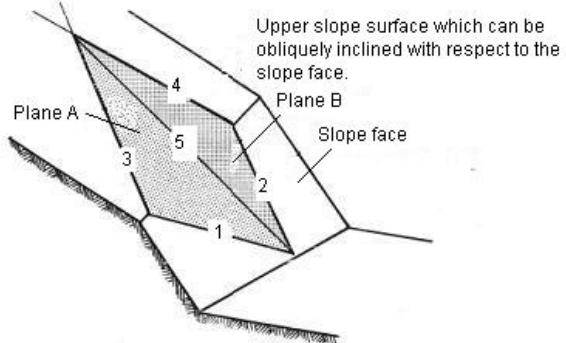
Figure 5 shows the geometry of the wedge which will be considered in the following analysis. It is assumed that sliding of the wedge always takes place along the line of intersection of planes A and B.

The factor of safety for the wedge defined by these planes A and B, assuming that sliding is resisted by friction only and that the friction angle  $\phi$  is the same for both planes, is given by:

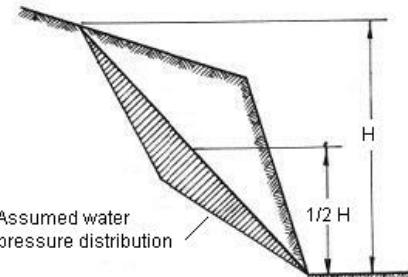
$$F = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \cdot \sin \psi_i} \quad (10)$$

where  $R_A$  and  $R_B$  are the normal reactions provided by planes A and B as illustrated in Figure 6 and  $\psi$  is the angle of the line of intersection and the horizontal plane.

Equations for wedges resisted by both friction and cohesion are not included because they are quite more complicated but similar from a conceptual point of view.

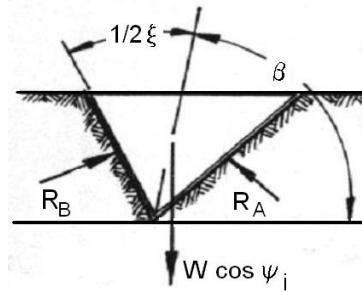


a) Pictorial view of wedge showing the numbering of intersection lines and planes



b) View normal to the line of intersection 5 showing the total wedge height and the water pressure distribution

Figure 5. Geometry of wedge used for stability analysis including the influence of cohesion and of water pressure on the failure surfaces (After Hoek and Bray, 1981)



View along line of intersection

Figure 6. Reactions provided by planes A and B (After Hoek and Bray, 1981)

#### 3.3 Proposal of a method to analyze rock slope stability problems compatible with EC-7

To tackle this problem, DA-1 and DA-3 are equivalent and DA-2 has not been chosen by any European country as the only DA to use in this case (Estaire, J. et al, 2013), so this section is only focused on DA-3.

In this approach, the partial resistance factor ( $\gamma_R$ ) takes a value of 1. For this problem and according to Clause 2.4.7.3.4.4 - Note 2 of EC-7, "the actions on the soil (structural or traffic load) are treated as geotechnical actions" and shall be factored by the partial factors for actions shown in Table 4.

Table 4. Values of partial factor on the effect of actions ( $\gamma_E$ ) as proposed in EC-7 for stability problems

Type of actions or effect of actions	Value
Permanente	Unfavourable 1,00
	Favourable 1,00
Transient	Unfavourable 1,30
	Favourable 0

These values mean that permanent actions, both favourable and unfavourable, due to rock or water weight are affected by a partial factor equal to 1.

The determination of the values of the partial material factors can be done taking into account the following expressions, based again on Expression (1). [Ed < Rd].

Table 5. Method to determine the value of the partial factor for materials ( $\gamma_M$ ) in case of plane slides

Usual method	Proposal EC-7 method
$F = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \delta - U - V \cdot \sin \delta) \tan \phi}{W \cdot \sin \delta + V \cdot \cos \delta}$	$E_d = R_d ; 1 = \frac{R_d}{E_d}$ $E_d = (W \cdot \sin \delta + V \cdot \cos \delta) \cdot \gamma_E$ $Rd = \frac{c}{\gamma_M} A + (W \cdot \cos \delta - U - V \cdot \sin \delta) \tan \frac{\phi}{\gamma_M}$ $1 = \frac{\frac{c}{\gamma_M} A + (W \cdot \cos \delta - U - V \cdot \sin \delta) \tan \frac{\phi}{\gamma_M}}{(W \cdot \sin \delta + V \cdot \cos \delta) \gamma_E}$
$\gamma_E = 1$ for favourable actions and for unfavourable permanent actions	
$\gamma_E = 1,3$ for unfavourable transient actions	
$F = \gamma_M$	

Table 6. Method to determine the value of the partial factor for materials ( $\gamma_M$ ) in case of wedges

Usual method	Proposal EC-7 method
$F = \frac{(R_A + R_B) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \psi_i}$	$E_d = R_d ; 1 = \frac{R_d}{E_d}$ $E_d = W \cdot \sin \psi_i \cdot \gamma_E$ $Rd = \frac{(R_A + R_B) \cdot \tan \phi}{\gamma_M}$ $1 = \frac{(R_A + R_B) \cdot \tan \frac{\phi}{\gamma_M}}{W \cdot \sin \psi_i \cdot \gamma_E}$
$1 = \frac{((R_A + R_B) \cdot \tan \phi) / F}{W \cdot \sin \psi_i}$	
$\gamma_E = 1$ for favourable actions and for unfavourable permanent actions	
$\gamma_E = 1,3$ for unfavourable transient actions	
$F = \gamma_M$	

As it is seen in the previous tables, the value of the partial factor of materials should be taken as the value of the safety factor used nowadays if a similar level of safety wants to be achieved. The only little difference is the factoring of the external loads by the value 1,3, which it is not usually used.

The value of the partial factor for the geotechnical parameters has to be included in the National Annex of every country. For example, the values proposed in Spanish National Annex for the general case are equal to 1,4 for persistent situations, 1,25 for transient situations and 1,10 in accidental ones, for every geotechnical parameter (cohesion and friction angle) except in density in which the partial factor is equal to 1,0 in all the situations mentioned.

#### 4 CONCLUSIONS

The methods proposed to design spread foundations on rocks and to analyze the stability of rock slopes according to EC-7 are derived from the usual methods used nowadays since:

- In spread foundations, resistance partial factor ( $\gamma_R$ ) and the material partial factor ( $\gamma_M$ ) are related directly with the global safety factor of the usual methods. The values of these partial factors will depend on the value of the standard considered by usual methods.
- In slope stability, using the Design Approach 3, as most European countries do, the value of partial material factor is equal to the value of the global safety factor considered in usual methods.

The values of the partial factors, obtained using the method proposed, shall be specified in the National Annex of each country, specifically for these cases on rocks.

#### 5 REFERENCES

- ASSHTO (2007). *LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C.
- Canadian Foundation Engineering Manual (2007). Canadian Geotechnical Society, Toronto, Ontario.
- Couetdic, J. M. & Barron K. (1975). *Plate-loading testing as a method of assessing the in situ strength properties of Western Canadian coal*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 12, 303-310.
- Duncan, C. Wyllie, (1992). *Foundations on rock*. E & FN SPON (An imprint of Chapman & Hall).
- Estaire, J., Pardo, F. & Perucho, A. 2014. Bases del Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-7 (Proyecto Geotécnico). Hormigón y Acero (in print).
- Frank, R., Schuppener, B., Vogt, N. & Weissenbach, A. (2007). *Design approaches of Eurocode 7 for the verification of ultimate limit states in geotechnical design in France and Germany*. Revue Européenne de Génie Civil, vol. 11, n° 5, mai 2007, p. 621-641.
- Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras. 2003. Ministerio de Fomento.
- Hoek, E. & Bray, J. (1981) *Rock Slope Engineering*. CRC Press.
- Perucho, A. & Estaire, J. (2014). *The approach to rock engineering in Spanish normative*. Eurock 2014, Vigo (Spain)
- Recomendaciones Geotécnicas para el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias", ROM 0.5-05. 2005. Ministerio de Fomento, Puertos del Estado.



**SEMR**

**JORNADA TÉCNICA 2015**

**EL EUROCÓDIGO 7 Y OTRAS NORMATIVAS**

**Los valores característicos de los parámetros  
geotécnicos de las rocas**

**D. Alberto Bernal Riosalido**  
*ByA Estudio de Ingeniería S.L.*  
*Universidad Politécnica de Madrid*

# **LOS VALORES CARACTERÍSTICOS DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LAS ROCAS EN UNE-EN 1997**

Alberto Bernal Riosalido  
Ingeniero de Caminos  
ByA Estudio de Ingeniería S.L.

## **1. INTRODUCCIÓN**

Son numerosos los Proyectos Geotécnicos donde intervienen macizos rocosos, como soporte de cimentaciones, como terreno en el que se desarrollan excavaciones, como material de construcción, etc.

Entre los diferentes métodos de proyecto que contempla UNE-EN 1997 se van a considerar en este trabajo los que están basados en cálculos, en los cuales es necesario asignar a la roca unos valores de cálculo de los parámetros geotécnicos. Un concepto clave en el proceso de asignación de valores de cálculo a los parámetros geotécnicos es de la obtención de los *valores característicos* de los mismos. Precisamente, una de las principales novedades que aporta UNE-EN 1997 es la definición precisa del *valor característico* y del *valor de cálculo* de los parámetros geotécnicos, así como el establecimiento de los procedimientos con los que deben calcularse.

## **2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LAS ROCAS**

El comportamiento de las rocas en los proyectos de cimentaciones o taludes puede clasificarse en varios tipos, en cada uno de los cuales los parámetros geotécnicos juegan un papel específico.

- Macizos rocosos diaclasados con rotura según las litoclasas, cuyo comportamiento está controlado por la resistencia de estas. La mayoría de los proyectos de taludes en roca se regirían por este tipo de comportamiento.
- Macizos rocosos diaclasados sin dirección preferente de rotura, cuyo comportamiento está controlado principalmente por la imbricación de los diferentes bloques de roca. En general, los proyectos de cimentaciones en roca se regirían por este tipo de comportamiento.
- Rocas blandas masivas, cuyo comportamiento está controlado por las propiedades de la matriz rocosa. En general, cualquier actuación sobre una roca blanda masiva se regiría por este tipo de comportamiento.

En el primer tipo de comportamiento, los parámetros más influyentes son la geometría de las litoclasas y su resistencia.

En los otros casos, los parámetros geotécnicos, de la matriz rocosa y, en su caso, de las litoclasas, controlan la seguridad y la funcionalidad de la obra.

Resulta necesario, por lo tanto, conocer los valores de los parámetros más propiamente geotécnicos, pero también los parámetros geométricos de las litoclasas, que pueden condicionar el comportamiento del macizo rocoso y que, en ese sentido, se pueden considerar como un parámetro geotécnico más. En la tabla 1 se presenta una relación de los parámetros geotécnicos más habituales de las rocas, así como los procedimientos para su obtención.

**Tabla 1. – Reconocimientos y ensayos habituales para la obtención de parámetros geotécnicos de las rocas**

Parámetro a determinar	Reconocimiento de Campo	Ensayo de Laboratorio
Composición mineralógica y química	Estimación visual, lupa	Lámina delgada Difracción de Rayos X Ensayos químicos
Resistencia a compresión de la matriz	Estimación visual, martillo	Compresión simple Triaxial Carga puntual
Resistencia a tracción de la matriz	-	Brasileño
Módulo de deformación de la matriz	-	Compresión simple o triaxial con bandas extensométricas
Geometría y características de las juntas	Descripción geotécnica de afloramientos. Testificación de sondeos	-
Resistencia de las juntas	Correlación con la rugosidad	Corte directo de juntas
Meteorización	Descripción geotécnica de afloramientos. Testificación de sondeos	Lámina delgada
Densidad		Densidad
Humedad		Humedad
RQD	Testificación de sondeos	
Resistencia del macizo	Correlación con los Índices de calidad geomecánica	
Deformación del macizo	Correlación con los Índices de calidad geomecánica	
Permeabilidad	Ensayos en sondeo o pozo de bombeo	

### 3. VALOR CARACTERÍSTICO DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

#### 3.1 Criterios generales

El proceso para la obtención del *valor característico* de los parámetros geotécnicos se describe en la figura 1. Aunque Queda fuera del alcance de este trabajo, también se incluye en ella el proceso posterior para obtener el *valor de cálculo*.

Como en todo Proyecto Geotécnico la información de partida sobre las propiedades de las rocas consiste en:

- Valores *medidos directamente en ensayos* [de campo y de laboratorio], o *deducidos de los mismos*, mediante interpretaciones basadas en las *teorías geotécnicas* o mediante *correlaciones empíricas*.
- *Información previa relevante*, como la información sobre la geología, la geomorfología e hidrogeología de la zona o la procedente de reconocimientos geotécnicos previos en la zona, o de información contrastada del comportamiento de otras obras en el mismo tipo de terreno.

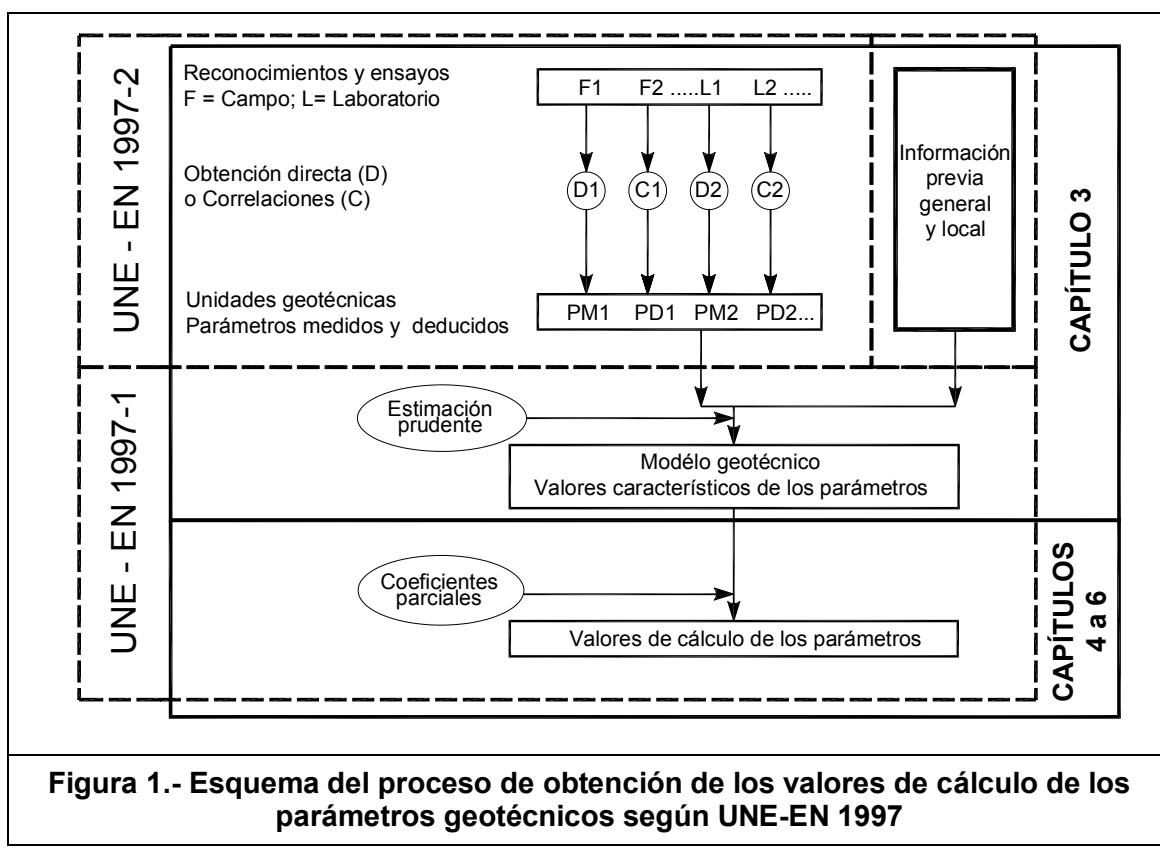


Figura 1.- Esquema del proceso de obtención de los valores de cálculo de los parámetros geotécnicos según UNE-EN 1997

Los valores medidos y/o deducidos de los parámetros geotécnicos suelen estar distribuidos en un cierto rango alrededor de un valor medio, o (cuando hay dependencia de otra variable, por ejemplo, la profundidad) de una línea de tendencia media. Con ese conjunto de valores debe ser definido el que denominamos *valor característico* con las siguientes reglas incluidas en UNE-EN 1997-1, cláusula 2.4.5.2 (2)P:

- El valor característico de un parámetro geotécnico ( $X_k$ ) debe resultar una *estimación prudente del valor que controlará la ocurrencia del estado límite que se deseé comprobar*. Debe estar basado en los valores medidos y en los deducidos de los ensayos de campo y laboratorio, complementados con experiencia contrastada.
- Si se utilizan procedimientos estadísticos para calcular el valor característico de un parámetro del terreno, este debe ser representativo del que goberaría el estado límite considerado, con una probabilidad o un nivel de confianza del 5% de no tener un valor peor.
- Si se obtienen los valores característicos mediante tablas genéricas que los correlacionan con el tipo de suelo o roca, la estimación debe ser muy prudente.

La propia definición pone de manifiesto varias cuestiones:

- Una *estimación prudente* puede ser el resultado de la evaluación estadística de los datos disponibles o de la aplicación de un criterio ingenieril, basado en la experiencia en casos similares, ya que no siempre se dispone de suficiente número de datos de suficiente calidad para efectuar una evaluación estadística precisa.
- El *valor característico debe estar relacionado con el estado límite* que se desea evaluar. Puede haber diferentes valores característicos de un mismo parámetro que controle diferentes estados límite. Además, como los valores característicos deben ser asignados conociendo el estado límite al que se aplicarán, en general, no pueden ser evaluados como una simple deducción directa a partir de los reconocimientos del terreno, sino que deben obtenerse coordinadamente con el Proyecto Geotécnico.

Usualmente el valor característico es un valor “inferior”, menor que el típico o medio, ya que los valores más bajos de los parámetros conducen a resistencias más conservadoras, aunque ciertos parámetros (por ejemplo, el peso específico, si el peso del terreno va a ser una acción desfavorable) pueden tener un valor característico “superior” mayor que el medio o típico.

Por otro lado, algunos estados límite están controlados por la diferencia entre los valores de los parámetros más que por los valores absolutos de estos. Este es el caso de los asientos diferenciales cuyo estado límite quedaría controlado más bien por la diferencia en la deformabilidad del terreno bajo los distintos apoyos. Para estos casos es importante determinar tanto el valor característico “inferior” como el “superior”.

El margen de “*prudencia*” a aplicar depende de varios aspectos, como son:

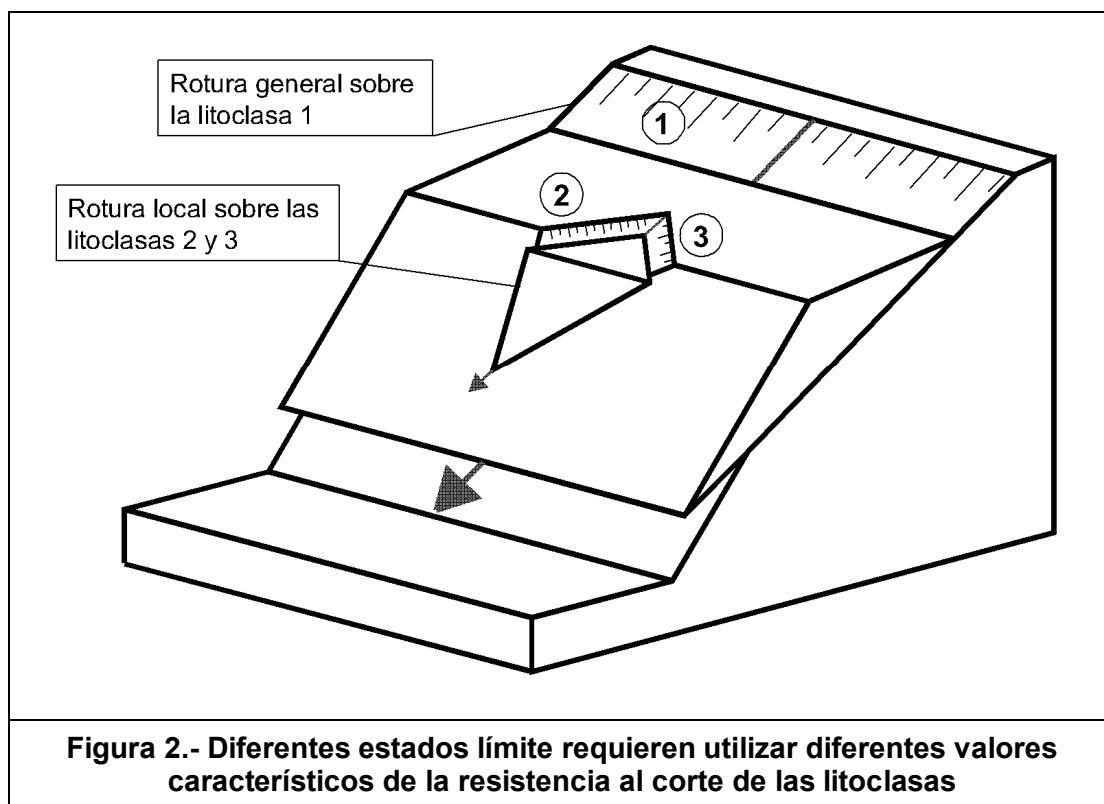
- La existencia de información relevante contrastada.
- La coherencia entre determinaciones de ensayos de diferente tipo.
- El número de determinaciones disponibles.
- La variabilidad del terreno y la de los resultados de los ensayos.
- El volumen de terreno involucrado en la zona que gobierna la ocurrencia del estado límite en consideración.

- En el proyecto de la cimentación de una estructura, su capacidad para puentear zonas débiles del terreno, trasmitiendo las cargas a las zonas más resistentes.

En general, cuanto mayor sea la cantidad de reconocimientos y ensayos realizados, más coherente sean los resultados procedentes de diferentes tipos de ensayos, más coincidan los nuevos datos con los establecidos y contrastados previamente, menor podrá ser el margen de “prudencia” aplicado a los datos disponibles para establecer los valores característicos.

Normalmente, las propiedades del terreno que controlan la aparición de un estado límite son las medias del volumen involucrado en la figura de rotura en ese estado límite. (La rotura progresiva en terrenos frágiles con resistencia residual notablemente menor que la de pico podría requerir una consideración especial). Como consecuencia, los reconocimientos a utilizar en la evaluación de los valores característicos deben representar el conjunto del terreno involucrado en el estado límite correspondiente.

En la figura 2 se muestra un ejemplo de dos estados límite afectando a muy diferente volumen de terreno en los que se requerirá utilizar diferente criterio para el cálculo del valor característico de la resistencia al corte de las litoclasas.



Se trata de un talud en roca en el que existe una superficie de falla, perfectamente plana, que constituye la litoclasa 1. Además hay dos familias de litoclasas, denominadas como familias 2 y 3, cuya geometría puede suponerse constante en todo el ámbito de interés.

Se pueden producir dos formas de rotura:

- Rotura 1: Deslizamiento de un gran bloque sobre la litoclase 1.
- Rotura 2: Deslizamiento de una cuña sobre litoclasas de las familias 2 y 3.

En el primer caso, el valor que gobierna el estado límite es el valor medio de la resistencia al corte en la litoclase 1. El valor característico para la resistencia de la litoclase 1 es una *estimación prudente del valor medio* de su resistencia, algo menor que el valor medio obtenido en los ensayos.

En el segundo caso, la rotura se puede producir sobre la pareja de litoclasas, una de la familia 2 y otra de la familia 3, que menor resistencia conjunta presente. En este caso el valor que gobierna el estado límite es el valor medio de la resistencia al corte en la pareja de litoclasas que la tengan más baja. El valor característico es una estimación prudente del valor medio que podría ocurrir en la pareja de litoclasas que la tengan más baja. Si se dispone de suficientes ensayos en todas las litoclasas el valor característico se puede obtener a partir de la resistencia media en las litoclasas más desfavorables. Si, como es habitual, no se dispone de un número suficiente de datos locales para evaluar la resistencia media en las litoclasas más desfavorables, se deberá utilizar una *estimación prudente de los valores más bajos* que pueden aparecer en todas las litoclasas de las familias 2 y 3.

Generalizando el ejemplo anterior, si el volumen involucrado en el estado límite es grande, su aparición estará controlada por el valor medio de los datos de la unidad geotécnica. Entonces el valor característico deberá ser una estimación prudente del valor medio del parámetro en el conjunto de la unidad geotécnica. Hablando en términos estadísticos, deberá ser igual al valor medio estimado con un elevado nivel de confianza.

Si el volumen involucrado en el estado límite es pequeño, su aparición estará controlada por el valor medio de los datos de esa porción de la unidad geotécnica. El valor característico deberá representar una estimación prudente del valor medio de esa porción de terreno. Si se dispone de datos específicos de esa zona, el valor característico se podrá obtener a partir del valor medio en ella, estimado con un elevado nivel de confianza. Si no se dispone de esos datos, el valor característico deberá representar los valores menores de los datos de toda la unidad geotécnica, de forma que haya una baja probabilidad de que pueda darse en la realidad un caso peor que el utilizado en el cálculo.

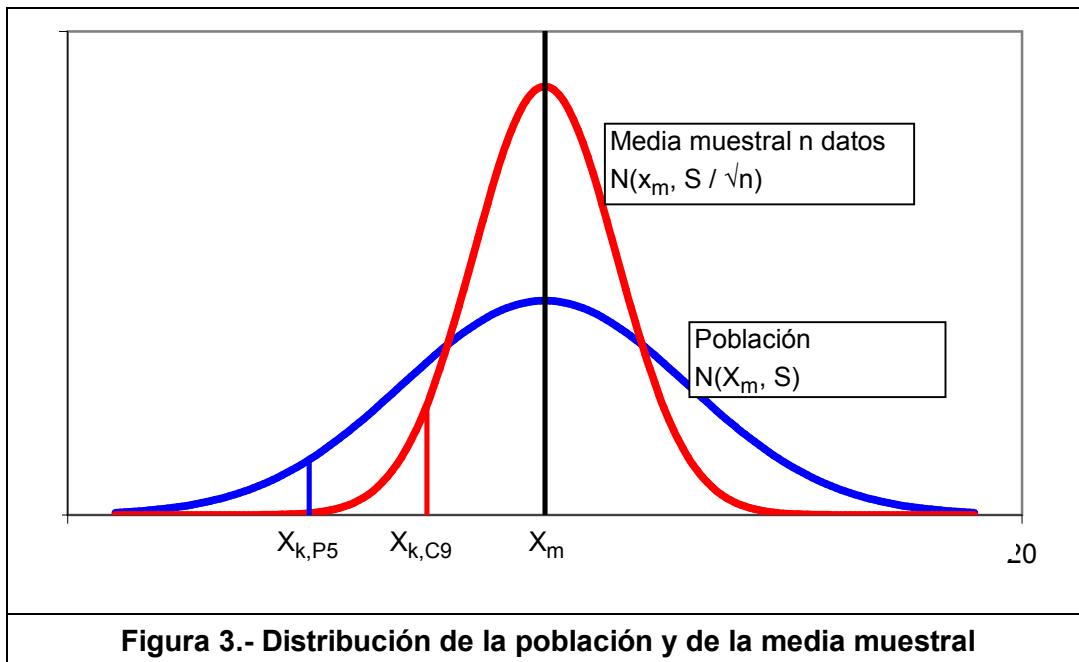
En ambos casos el objetivo es el mismo, obtener un valor que controle la aparición del estado límite con una probabilidad del 5% de que no se produzca en la realidad otro peor. Sin embargo la diferencia del valor característico obtenido por ambos procedimientos es significativa. En la figura 3 se explica la diferencia para una población que tenga una distribución normal de *media*  $X_m$ , *desviación estándar*  $S_x$  y *coeficiente de variación*  $V_x = S_x / X_m$ . La población se distribuye según la *campana de Gauss* indicada en la figura. Si deseamos obtener el valor que tenga una probabilidad de un 5% de que aparezca un valor peor deberemos elegir el percentil 5, que se aleja de la media 1,645 veces la desviación estandar:

$$X_{k,P5} = X_m - 1,645 S_x$$

La media de una muestra de  $n$  datos se distribuye según otra *campana de Gauss* más apuntada y con menor ancho. Tiene la misma media que la anterior, pero menor desviación estandar ( $S_x / \sqrt{n}$ ). En este caso, para tener un 5% de probabilidad de que la media de la muestra sea menor que la media de la población (lo que denominamos tener un nivel de confianza del 95% de que la media no sea menor que el valor elegido) deberemos elegir el percentil 5 de la distribución de las medias muestrales, que se aleja de la media  $1,645 / \sqrt{n}$  veces la desviación estandar  $S_x$ :

$$X_{k,C95} = X_m - (1,645 / \sqrt{n}) S_x$$

El resultado es que la estimación de la media con un nivel de confianza del 95% resulta en valores característicos más altos que la estimación del percentil 5.



### 3.2 Procedimientos estadísticos para la obtención de los valores característicos de los parámetros geotécnicos

Cuando se obtiene el valor característico de un parámetro del terreno por procedimientos estadísticos se pretende que la probabilidad de que un valor peor que el característico controle el estado límite no sea mayor del 5%.

En los casos en que el estado límite en consideración esté controlado por el valor medio de un parámetro de una unidad geotécnica determinada, el valor característico será el *valor medio de esa unidad, estimado para un nivel de confianza del 95%*.

Por otro lado, en los casos en que el estado límite está controlado por una parte poco extensa del terreno y no se disponga de suficientes datos locales, el valor característico será el correspondiente al *percentil 5 (o, en su caso, al 95) del conjunto de los datos de la correspondiente unidad geotécnica*.

Si la unidad geotécnica se puede considerar homogénea y el parámetro a caracterizar puede ser tratado como una variable independiente (por ejemplo, no depende de la profundidad), el *valor característico* puede obtenerse mediante la expresión:

$$X_k = X_m (1 - k_n V_X) = X_m - k_n S_X$$

Donde  $k_n$  representa la distancia entre el valor característico  $X_k$  y el valor medio  $X_m$  medida en unidades de la desviación estándar  $S_X$ . Depende de los siguientes factores:

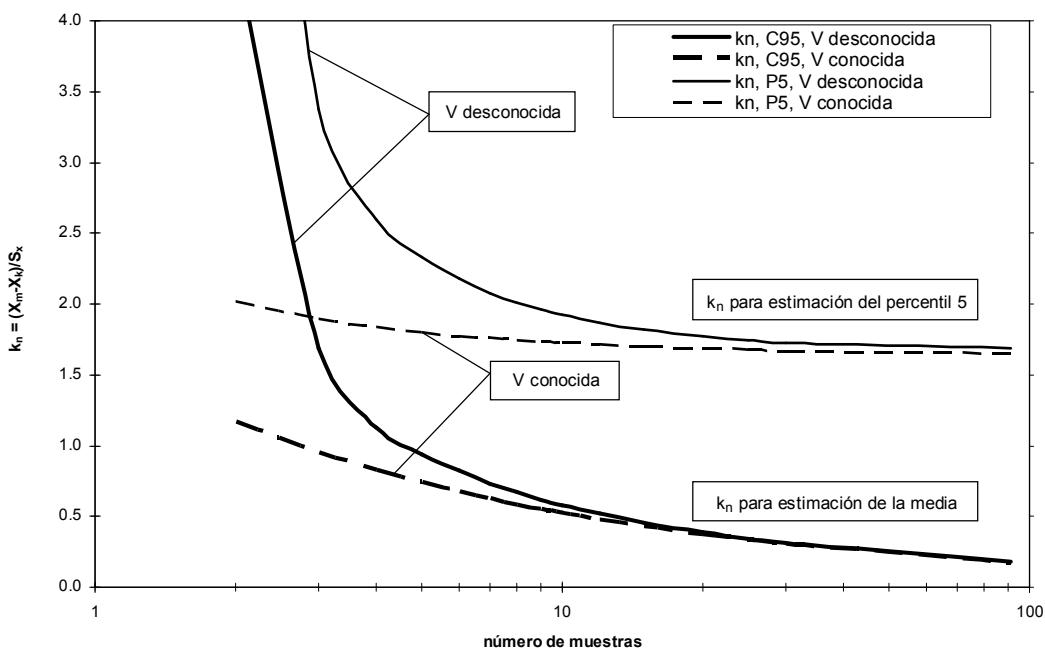
- Del conocimiento previo del coeficiente de variación del parámetro en estudio
- De que se deseé estimar el valor medio con un nivel de confianza del 95% o el valor correspondiente al percentil 5.
- Del número de datos disponible

En la tabla 2 se resumen los valores del coeficiente  $k_n$  (según *Frank et al, 2005 y Bond y Harris, 2008*) para los casos más habituales, en los que se acepta que el parámetro geotécnico sigue una distribución normal.

**Tabla 2. – Coeficiente  $k_n$  para la estimación del valor característico de un parámetro geotécnico.**

$n$ Número de datos en la muestra	$k_{n,C95,V\text{desconocido}}$ Para estimar el valor medio con un nivel de confianza del 95%, sin datos previos de $V_X$	$k_{n,P5,V\text{desconocido}}$ Para estimar el valor del percentil 5, sin datos previos de $V_X$	$k_{n,C95,V\text{conocido}}$ Para estimar el valor medio con un nivel de confianza del 95%, con conocimiento previo de $V_X$	$k_{n,P5,V\text{conocido}}$ Para estimar el valor del percentil 5, con conocimiento previo de $V_X$
3	1,686	3,372	0,950	1,899
4	1,177	2,631	0,822	1,839
5	0,953	2,335	0,736	1,802
6	0,823	2,176	0,672	1,777
7	0,734	2,077	0,622	1,758
8	0,670	2,010	0,582	1,745
9	0,620	1,960	0,548	1,734
10	0,580	1,923	0,520	1,725
12	0,518	1,869	0,475	1,712
15	0,455	1,819	0,425	1,699
20	0,387	1,772	0,368	1,686
25	0,342	1,745	0,329	1,677
30	0,310	1,727	0,300	1,672
40	0,266	1,706	0,260	1,665
$\infty$	0,000	1,645	0,000	1,645

En la figura 4 se comparan los valores del coeficiente  $k_n$  para los diferentes casos. El aumento del número de datos disponible reduce su valor progresivamente. Cuando el número de datos es pequeño, menor de aproximadamente 10, el conocimiento de  $V_X$  reduce significativamente su valor. Resulta por lo tanto muy importante el conocimiento previo del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos, sobre todo cuando se dispone de pocos datos, lo que es frecuente en los estudios geotécnicos.



**Figura 4.- Comparación entre los coeficientes  $k_n$  que miden la distancia entre  $X_m$  y  $X_k$  en unidades de  $S_x$**

### 3.3 Utilización en la práctica de los criterios anteriores

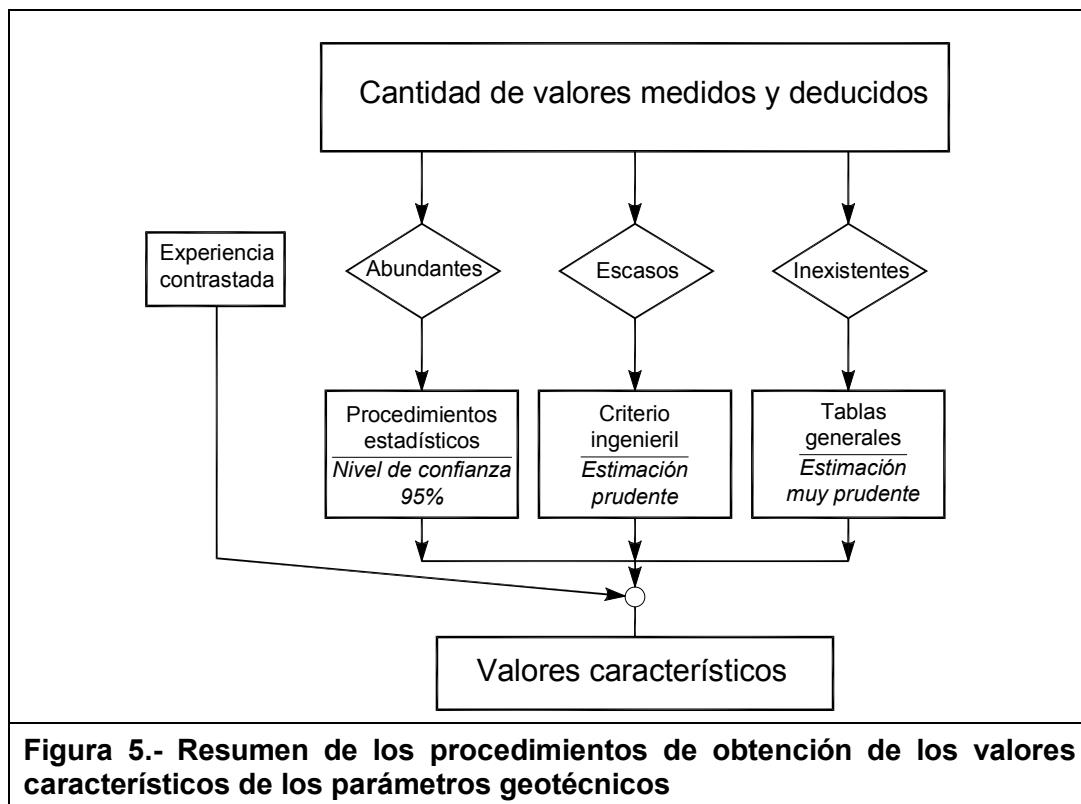
En forma simplificada, se pueden considerar tres escenarios en la forma de obtener los valores característicos de los parámetros geotécnicos a partir de sus valores medidos y deducidos. En la figura 5 se muestra un esquema de los mismos.

En el primer escenario se dispone de un número suficiente de datos de buena calidad de los parámetros de cada una de las unidades geotécnicas involucradas en un proyecto. (Este es uno de los objetivos de UNE-EN 1997, aunque no siempre se consigue). En ese caso, los valores característicos podrían obtenerse mediante un tratamiento estadístico de los valores medidos o deducidos, comprobando en todo caso la coherencia de estos resultados con la experiencia previa disponible.

En el segundo escenario, frecuente en la práctica, no se dispone más que de un número reducido de valores medidos o deducidos de los parámetros, en cuyo caso, la definición del valor característico debe basarse más bien en el criterio ingenieril y en la experiencia del ingeniero geotécnico. En este caso, la aplicación de procedimientos estadísticos seguirá siendo útil para conocer el nivel de incertidumbre asociado e incluso para obtener el valor característico del parámetro. Si se dispone de un conocimiento previo de su coeficiente de variación, el procedimiento estadístico permitirá obtener un valor característico relativamente poco separado de la media, evitando la adopción de un valor excesivamente conservador.

En algunas ocasiones, incluso, al final de la campaña geotécnica no se dispone de ningún ensayo para algunos de los parámetros a caracterizar. Si la unidad geotécnica es importante en alguno de los estados límite del proyecto, será necesario retomar la

campaña y hacer reconocimientos adicionales. Si la unidad geotécnica no es importante en el proyecto geotécnico, se podría prescindir de esos reconocimientos adicionales, lo que constituiría el tercer escenario posible. En este caso se podrían definir los valores característicos utilizando datos del acervo general de conocimientos existente en la práctica geotécnica, pero realizando una elección de valores muy prudente.



#### 4. LECTURAS RECOMENDADAS

**Ang A. H-S., Tang W. H. (2007).** *Probability Concepts in Engineering. Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering.* John Wiley and Sons.

**Bond A.; Harris A. (2008).** *Decoding Eurocode 7.* Taylor and Francis. Londres.

**Frank R., Baudin R., Driscoll R., Kavvadas M., Krebs Ovesen N., Orr T., Schupenner B. (2005).** *Designers Guide to Eurocode 7. Geotechnical Design.* Thomas Telford. Londres.

**Isobe T., Feigelson D., Akritas G., Babu G.J. (1990).** *Linear regression in astronomy, I.* The Astrophysical Journal, 364:104-113

**ISRM Suggested methods for Characterization, Testing and monitoring. Part I Site Characterization. Part II Laboratory Test**

**Schneider H. R. (1997).** *Definition and determination of characteristic soil properties.* 14<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Hamburgo. Pp 2271-2274.



**SEMR**

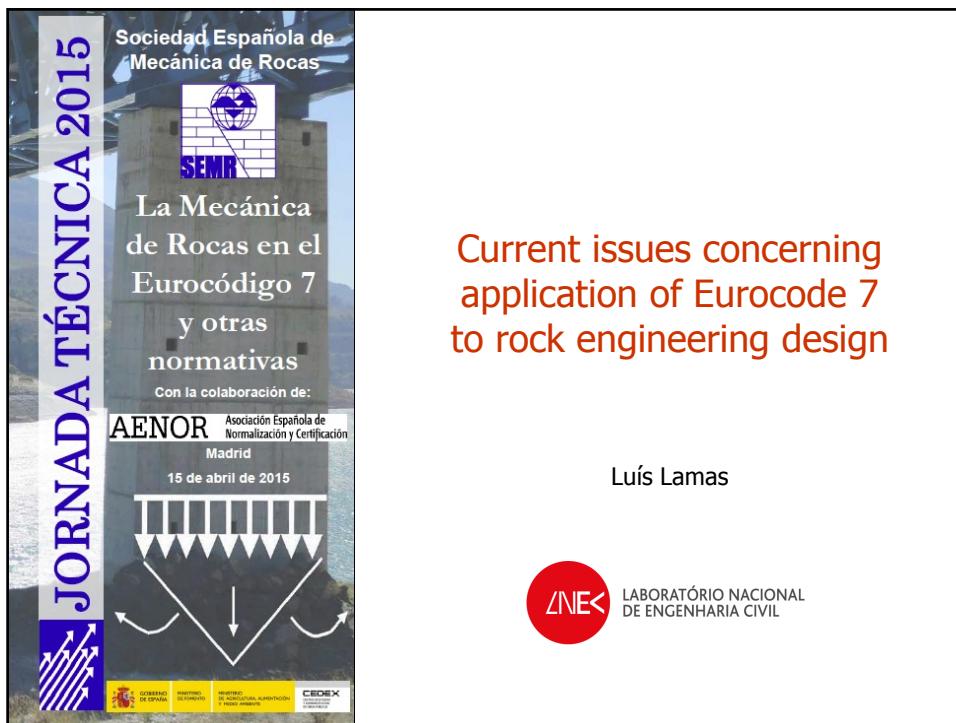
**JORNADA TÉCNICA 2015**

**EL EUROCÓDIGO 7 Y OTRAS NORMATIVAS**

**Current issues concerning application of Eurocode 7  
to rock engineering**

**Dr. Luís Lamas**

Jefe del Área de Modelación y Mecánica de Rocas.  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Lisboa  
Secretario General de la ISRM



## EC7 and Geotechnical Engineering

- > Introduction of EC7 brought structural safety concepts in geotechnical design.
- > Several European countries, with well-established codes for structural design of buildings and bridges, had no code for geotechnical design before EC7.
- > This generated much more discussion regarding applicability of EC7 to geotechnical structures, and also regarding its application in practice to geotechnical construction works, than it did with the other Eurocodes.
- > Nowadays, application of EC7, though with a number of difficulties, can be considered at a cruise speed for many types of soil mechanics problems.



## EC7 and Geotechnical Engineering

- > The uniformity of the design philosophy now followed by structural and geotechnical engineers represents a clear progress in situations where interaction of ground and structure exists.
- > Unfortunately, rock engineering problems cannot be considered an example regarding application and applicability of EC7.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

3

## Rock engineering difficulties with EC7

1. Dominance of soil mechanics problems.
  - EC7 covers all aspects of geotechnical design in soil and rock masses, but problems involving soils are clearly dominant in the code.
  - One of the reasons lies in the scope of EC7, i.e.: "the geotechnical design of buildings and civil engineering works".
  - "For the design of special construction works, such as dams, other provisions than those in the Eurocodes might be necessary".
2. EC7 has little input from rock mechanics experts.
  - EC7 was drafted by experts with a soil engineering background, with reduced interest for rock engineering aspects.
  - Result: incomplete and often incoherent treatment of specific rock engineering issues.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

4

## Rock engineering difficulties with EC7

3. EC7 only covers a small part of rock engineering problems.
  - Rock engineering includes a large number of issues not covered by EC7 and not related to civil engineering works.
  - Many rock engineers don't have a civil engineering background and have had little interest so far for EC7.
4. Issues resulting from the nature of rock masses.
  - Discontinuous nature of the rock masses (joint sets, minor faults, large faults, etc.).
  - The role of the discontinuities is often dominant in the rock mass behaviour and in the definition of the failure mechanisms.
  - Empirical design methods are common in rock engineering.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

5

## Limit state design in EC7

- > Limit states
  - States beyond which the structure no longer fulfils the relevant design criteria.
- > Basis of the limit state design philosophy
  - For each particular design situation, all the possible limit states for a structure, or part of it, shall be considered.
  - It shall be demonstrated that the likelihood of any limit state being exceeded is sufficiently small.
- > Verification of limit states by one or a combination of the following methods
  - use of calculations
  - experimental models and load tests
  - adoption of prescriptive measures
  - an observational method

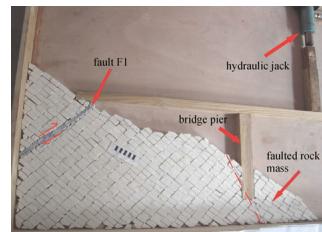


Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

6

## Design by experimental models and load tests

- > Generally not applicable to rock engineering.
- > Load tests for design may be used in cases such as pile load tests on soft rock and anchorage.
- > Physical models of rock masses have been used in a few cases for study of failure.



Base Friction Model  
Slip of faulted rock mass  
below bridge pier  
(He et al., 2012)

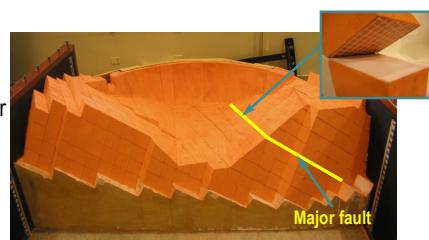


Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

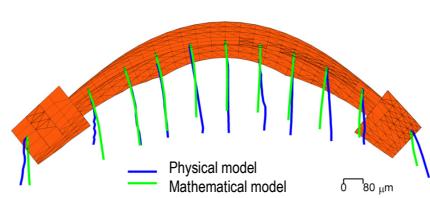
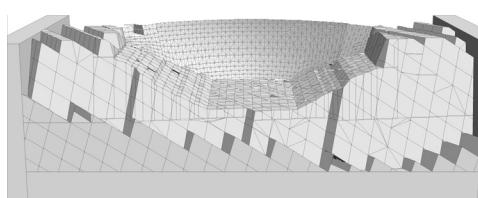
7

## Design by experimental models and load tests

- > 3D geomechanical model of Alqueva arch dam foundation under hydrostatic load
  - Influence of a large fault on dam's behaviour
  - Comparison with numerical model
  - Static loading



(Gomes, 2006)

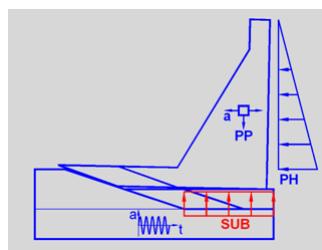


Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

8

## Design by experimental models and load tests

- > 2D physical model of a gravity dam foundation under seismic action
  - influence rock joints with water pressure on sliding resistance along the foundation
  - comparison with numerical model
  - shaking table test (Gomes, 2006)



Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

9

## Design by prescriptive measures

- > Relevant in rock engineering, where often empirical design procedures are used.
- > Can be used when calculation models are not available or where comparable experience makes calculations unnecessary.
- > 6.5.2.4 Prescriptive method using presumed bearing resistance (for bearing resistance ULS design of spread foundations)
  - "(1) A commonly recognized prescriptive method based on presumed bearing resistance should be used."
  - NOTE "The sample method for deriving the presumed bearing resistance for spread foundations on rock given in Annex G is recommended.  
When such a method is applied, the design result should be evaluated on the basis of comparable experience."

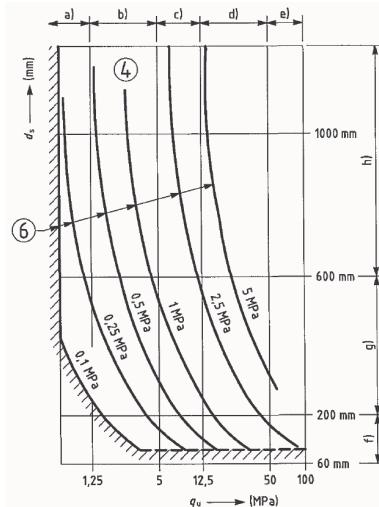


Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

10

## Design by prescriptive measures

- > EC7 Annex G method  
(for weak and broken rocks)
- > Presumed bearing resistance values are:
  - given for square pad foundations bearing on rock;
  - based on the assumption that the structure tolerates settlements equal to 0.5 % of the foundation width;
  - given for 4 groups of rocks.
  - given as a function of:
    - q<sub>u</sub> (MPa): uniaxial compressive strength
    - d<sub>s</sub> (mm): discontinuity spacing



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

11

## Design by prescriptive measures

- > Comparison of EC7 Annex G method with other methods (Miranda, 2011)
- > Example 1: square pad foundation (2 m); jointed and weakly cemented sandstone
  - $d_s = 0.2 \text{ m}$ ,  $q_u = 10 \text{ MPa}$ ,  $\text{GSI} = 20$ ,  $\gamma = 22.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\text{SF}=3$
- > Example 2: square pad foundation (2 m); jointed weathered granite
  - $d_s = 0.2 \text{ m}$ ,  $q_u = 20\text{--}50 \text{ MPa}$ ,  $\text{GSI} = 40$ ,  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ ,  $V = 4 \text{ MN}$ ,  $\text{SF}=3$

Presumed bearing resistance $q_a$ (MPa)	Example 1		Example 2	
	depth = 0 m	depth = 2 m	$q_u = 20 \text{ MPa}$	$q_u = 50 \text{ MPa}$
• Wyllie (1992)	0.35	0.71	4.7	12.7
• Serrano <i>et al.</i> (2000)	1.01	1.46	14.7	37.0
• EC7 - Annex G	1.70	1.70	6.3	12.7

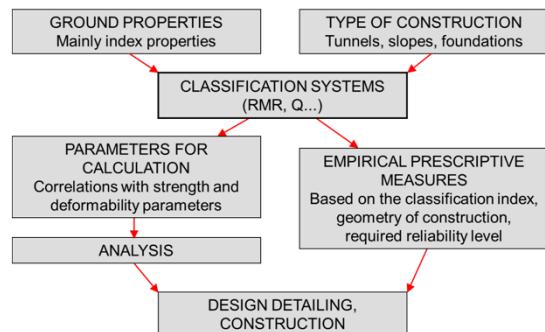


Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

12

## Design by prescriptive measures

- > Can geomechanical classification systems be considered as prescriptive measures?
- > Can they be used for Geotechnical Categories 2 and 3 as a design tool?
- > Shall they be used only for obtaining parameters for calculations?



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

13

## Design by the observational method

- > Relevant in rock engineering, namely in tunnelling.
- > EC7 requires a probabilistic approach:
  - "Acceptable limits of behaviour shall be established";
  - "The range of possible behaviour shall be assessed and it shall be shown that there is an acceptable probability that the actual behaviour will be within the acceptable limits";
- > Is it possible to meet this requirement in a probabilistic way?
- > The observational method requires more development in future revisions of EC7 and guidelines with advice on how to apply the observational method are needed:
  - How to show that the design fulfils EC7 requirements for the observational method?
  - How to make sure that the completed structure has an appropriate safety margin?



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

14

## Design by calculation

- > The most used method of limit state verification in geotechnical engineering.
  - To demonstrate that "the likelihood of any limit state being exceeded is sufficiently small".
  - It is often confused with EC7 itself.
- > Involves:
  - using characteristic values of actions, ground properties and geometrical data;
  - using partial factors for obtaining their design values.
- > However:
  - as an alternative, a design directly based on probabilistic methods may be used;
  - in special circumstances design values can be established by direct determination.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

15

## Design by calculation

- > Assumes that the actions on a structure and the resistance of a structure:
  - are aleatory and can be described by statistical distributions;
  - are independent variables, so that probabilistic calculations work.
- > Difficulties in rock engineering:
  - are these 2 assumptions valid in rock masses?
  - which aspects of rock engineering can be considered aleatory?
  - what to do with those that cannot?
  - how to obtain the characteristic values of ground parameters?
  - values of partial factors in EC7 are for soils: they don't apply to rock masses;
  - independence of actions and resistance is questionable when the structural material and the source of the actions is the ground.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

16

## Design by calculation

- > But the Eurocode leaves some doors open (e.g. 4.2(5))
  - “Where insufficient statistical data are available to establish the characteristic values of a material or product property, nominal values may be taken as the characteristic values, or design values of the property may be established directly.”
  - This possibility covers the difficulties encountered in the generalised use of the statistical approach.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

17

## Design by calculation

- > The ongoing discussion regarding the applicability of EC7 principles—namely of limit state design and of probabilities—to rock engineering comes several decades after similar discussions started among soil mechanics engineers, namely among those involved in drafting and applying the EC7.
- > Many arguments are repeated, but many are new, because they have to do with the discontinuous nature of rock masses and the greater empiricism used in rock design.
- > This discussion is stimulating and, once again, questions the very basic principles used in the Eurocodes, in a field of application with even more difficulties than soil mechanics. This is healthy, necessary and enriching!
- > CEN/SC7/EG13 and the ISRM/EC7 Commission have been *fora* for these debates.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

18

## Characteristic values

- > Characteristic value (Eurocode 1.5.4.1)
  - “Value of a material or product property having a prescribed probability of not being attained in a hypothetical unlimited test series.”
  - This value generally corresponds to a specified fractile of the assumed statistical distribution of the particular property of the material or product.
  - A nominal value is used as the characteristic value in some circumstances.”
- > Nominal value
  - (general concept, Eurocode 1.5.2.22): “Value fixed on non-statistical bases, for instance on acquired experience or on physical conditions.”
  - (of a material or product property, Eurocode 1.5.4.3): “Value normally used as a characteristic value and established from an appropriate document such as a European Standard or Prestandard.”



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

19

## Characteristic values of rock parameters

- > Material and product properties (Eurocode, 4.2 )
  - “(1) Properties of materials (including soil and rock) or products should be represented by characteristic values (see 1.5.4.1).  
[...]”
  - (5) Where insufficient statistical data are available to establish the characteristic values of a material or product property, nominal values may be taken as the characteristic values [...] .”
- > Since very often insufficient statistical data are available, the question is:
  - How and in what circumstances, shall nominal values be used as characteristic values?



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

20

## Characteristic values of rock parameters

- > Characteristic value (EC7 2.4.5.2): “selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state” being analysed.
- > It must take into account:
  - the geology, the field and test results;
  - the spatial variability of the property;
  - the extent of the zone of ground governing the behaviour of the geotechnical structure;
  - the ability of the geotechnical structure to transfer loads from weak to strong zones.
- > The characteristic value depends on the ratio between the extent of the failure surface and a measure of the spatial variability of the property:
  - Large: cautious estimate of the mean value covering a large volume of ground;
  - Small: cautious estimate of the extreme value (usually lower value) in the zone of interest.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

21

## Characteristic values of rock parameters

- > The calculated probability of a worse value governing the occurrence of the limit state under consideration shall not be greater than 5%.
- > This means that the characteristic value is a cautious estimate of the:
  - mean value, with a confidence level of 95%, if the extent of the failure surface is large;
  - low value, i.e. a 5% fractile, if local failure is concerned.

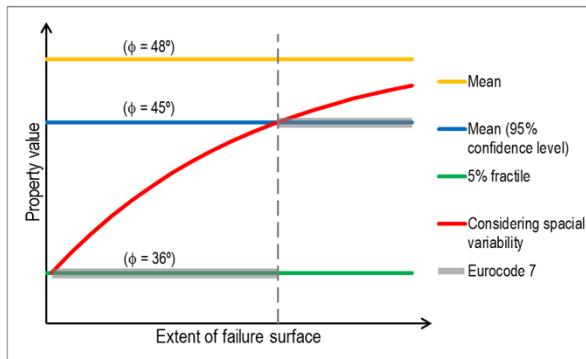


Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

22

## Characteristic values of rock parameters

- > If quantitative data on the spatial variability of the property (e.g. scale of fluctuation) and of the extent of the failure surface can be obtained, less conservative characteristic values can be selected.



Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

23

## Characteristic values of rock parameters

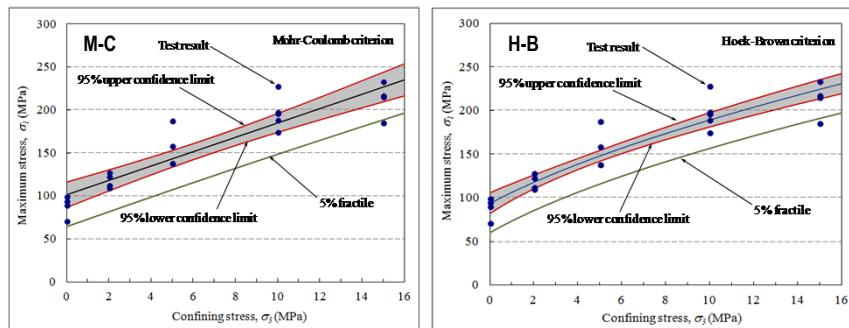
- > For intact rock
  - Mohr-Coulomb ( $c$  and  $\phi$ )
  - unconfined strength ( $q_u$ ) (UCS?)
  - Hoek-Brown ( $m_i$  and  $\sigma_c$ )
- > For rock joints
  - Mohr-Coulomb ( $c$  and  $\phi$ )
  - Barton (JRC, JCS,  $\phi_b$ )
- > For rock masses:
  - Mohr-Coulomb ( $c$  and  $\phi$ )
  - unconfined strength ( $q_u$ )
  - Hoek-Brown ( $m_i$ ,  $\sigma_c$  and GSI)

Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

24

## Characteristic values from triaxial tests

- > Statistical analysis of test results on one set of strong, isotropic granite samples



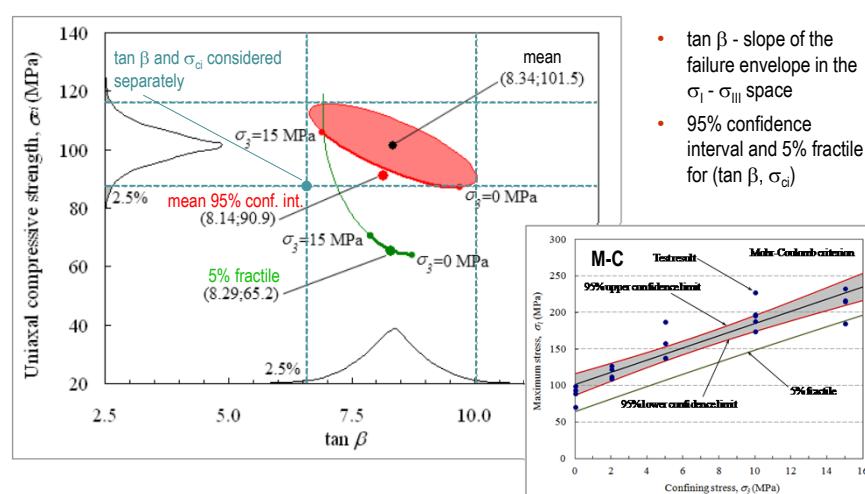
(Muralha & Lamas, 2014 & 2015)



Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

25

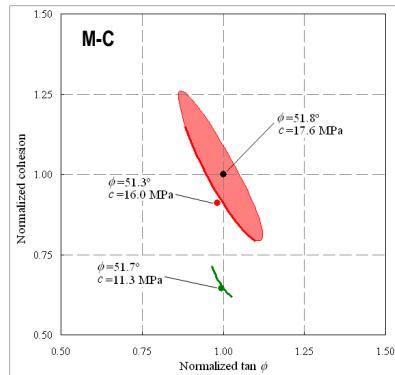
## Characteristic values from triaxial tests



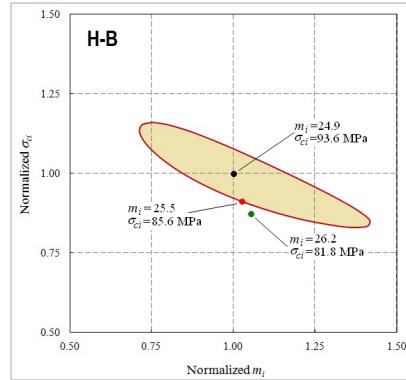
Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

26

## Characteristic values from triaxial tests



Normalised  $c$  -  $\tan \phi$  diagram



Normalised  $\sigma_{ci}$  -  $m_i$  diagram



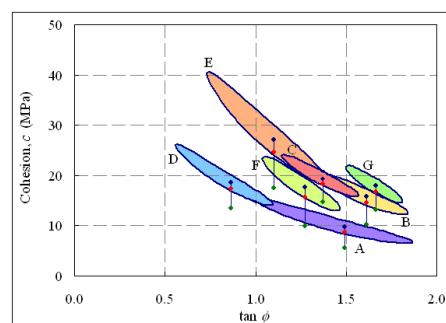
Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

27

## Characteristic values from triaxial tests

Results of 7 data sets of tests in granites, using the Mohr-Coulomb criterion:

- > mean values,
- > 95% joint confidence regions, and
- > characteristic values:
  - as a 95% confidence limit for the mean
  - as a 5% fractile



- > The joint probability of the parameters should be taken into account, because they are not independent.



Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

28

## Partial factors for rock parameters

> “Design values ( $X_d$ ) shall either be derived from characteristic values ( $X_k$ ), using partial factors ( $\gamma_M$ ):  $X_d = X_k / \gamma_M$ , or they shall be assessed directly.”

> For intact rock

- Mohr-Coulomb (c and  $\phi$ )
- unconfined strength ( $q_u$ ) (UCS?)
- Hoek-Brown ( $m_i$  and  $\sigma_c$ )

> For rock joints

- Mohr-Coulomb (c and  $\phi$ ),
- Barton (JRC, JCS,  $\phi_b$ )

> For rock masses:

- Mohr-Coulomb (c and  $\phi$ )
- unconfined strength ( $q_u$ )
- Hoek-Brown ( $m_i$ ,  $\sigma_c$  and GSI)



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

29

## Partial factors for rock parameters

> Values of partial factors given in EC7 for c,  $\tan \phi$  and  $q_u$  are for soils.

- They don't apply to intact rock, rock joints and rock masses.

> It is urgent to carry out research to try to calibrate partial factors for rock engineering.

- Using the principles of Eurocode, Annex C.
- For known design problems.
- By comparing with probabilistic methods (level III Monte Carlo, level II FORM).
- By comparing with deterministic methods (global FOS, empirical methods).

> Partial factors for c,  $\tan \phi$  and  $q_u$  are a priority.

- They are for similar properties used for soils and already included in EC7.
- Intact rock, rock joints and rock masses shall be considered.



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

30

## Partial factors for rock parameters

- > The GSI method for obtaining H-B parameters could then be used, but they should be converted to M-C parameters for application of partial factors and calculation.
- > Calibration of partial factors for H-B parameters is not urgent. It should be left for a later stage, after partial factors values for M-C parameters are consolidated.
- > Calibration of partial factors for Barton parameters, such as JRC, may not be possible, due to the different nature of this parameter.
- > Since very often insufficient statistical data are available, the question is:
  - How shall design values be established directly, havin mind that "the values of the partial factors recommended in Annex A should be used as a guide to the required level of safety"?



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

31

## Numerical methods and failure mechanisms

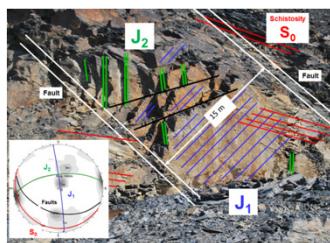
- > Common for SLS verifications, with unfactored actions and resistances, using different types of constitutive models.
- > ULS verification usually assumes rigid-plastic behaviour and a known failure mechanism.
- > Critical failure mechanism can be obtained with the strength reduction procedure (by progressively increasing their partial factors), with unfactored actions.
- > Determination of the critical failure mechanism for a particular ULS must consider the discontinuous nature of rock masses. Discontinuities are potential failure surfaces, which influence the geometry of the critical mechanism, and cannot be disregarded.



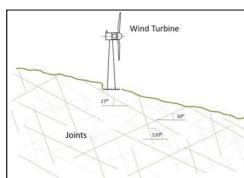
Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

32

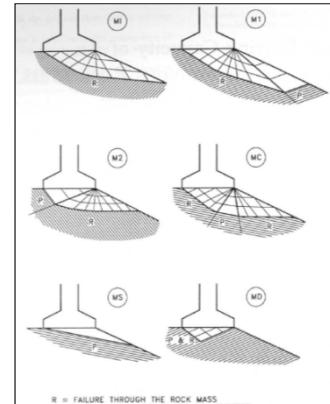
## Numerical methods and failure mechanisms



Typical rock mass in a slope with several discontinuity sets (Lamas, Perucho & Alejano, 2014)



Possible failure mechanisms for wind turbine foundation in blocky rock mass (Ferrero, Sofianos & Alejano, 2014)



Possible failure mechanisms depending on the dip of the set of weakness planes (Serrano & Olalla, 1998)

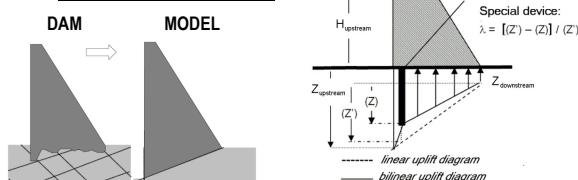


Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

33

## Dam foundations: probabilistic analyses and EC7

- > French “Guidelines for the justification of the stability of gravity dams” (CFBR, 2012)
  - “Use the format of the semi-probabilistic methods at limit states, like the Eurocodes, which constitute a standard reference model that is well adapted for the harmonization of practices.”
  - “This has the advantage of being used in many civil engineering regulations”.
  - Limit states concerning the foundation: crack extension, shear strength, compression strength, bearing capacity, uplift, erosion of the foundation.
  - Values of the partial factors are given for the strength parameters of the rock-foundation interface.

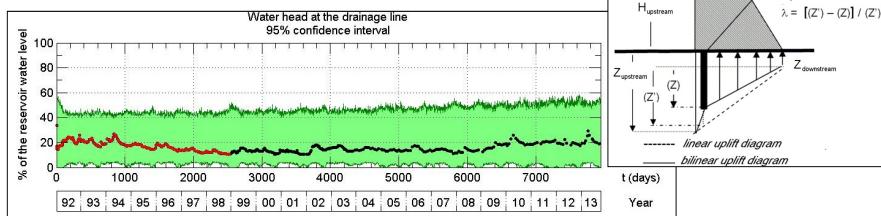


Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

34

## Dam foundations: probabilistic analyses and EC7

- > Reliability analysis of gravity dams: uncertainty quantification of uplift water pressures along the dam-foundation interface (Pereira, Batista & Neves)
  - data from piezometers collected from 16 existing portuguese concrete dams
  - actual values of  $\lambda$  (pressure reduction at drainage line) grouped per rock type
  - current design practice is  $\lambda = 1/2$  to  $2/3$ .
  - allows a probabilistic assessment of the dam's safety



Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

35

## Dam foundations: probabilistic analyses and EC7

- > LSD for foundations of concrete gravity dams (Farinha et al. 2014)
  - ULS verification for sliding safety using partial factors given in EC7
  - 2 design situations: drainage system is operational (persistent) or clogged (accidental)
  - Influence of spatial variability and extent of failure surface on characteristic values
  - Numerical model and strength reduction procedure
  - Identification of the critical failure mechanism with the numerical model ( $\alpha = 11^\circ$ )
  - Dam crest horizontal displacement used as failure control parameter



Lamas, L. - Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

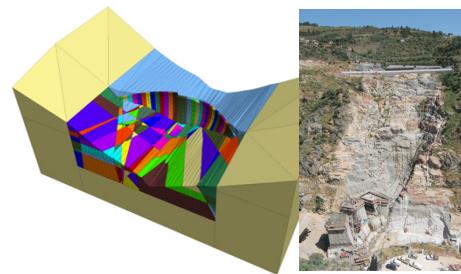
36

## Dam foundations: probabilistic analyses and EC7

> Probabilistic analyses of arch dams failure through discontinuous foundations  
(Espada, Lemos & Muralha)

- Size (or persistence) of the discontinuities
- Frequency and orientation of sets of discontinuities
- Mechanical properties of the discontinuities
- Water pressure

> Numerical modelling of the failure mechanisms



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

37

## Conclusions

> What can EC7 do for rock engineers?

- Improve, in the revision that is now starting, the specific rock engineering issues throughout the whole code
- Consider the difficulties identified regarding applicability to rock engineering problems
- Remove the bias towards soil mechanics
- Broaden to field of application to underground structures in rock
- Give further consideration to empirical design methods and classification systems
- Give further consideration to the observational method, namely to application of the probabilistic approach required in EC7
- Define the necessary rules and values to enable design of rock mass structures by calculation
- ...



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

38

## Conclusions

### > What can rock engineers do for EC7?

- Researchers and practitioners must interact and provide the scientific and technical background for revision of EC7
- Apply EC7 principles to known design problems and to existing construction works, and compare with alternative principles (traditional or more complex)
- Report difficulties encountered, as well as advantages
- Investigate the probabilistic description of the most common rock mechanics properties
- Calibrate partial factors for the most common rock mechanics properties
- Further develop methodologies for using numerical methods in ULS verification
- Investigate the practical/feasible application of probabilistic analyses to common/simple structures and to large/complex structures
- ...



Lamas, L. - *Current issues concerning application of Eurocode 7 to rock engineering*  
Jornada Técnica SEMR 2015 – "La Mecánica de Rocas en el Eurocódigo 7 y otras normativas"

39



**SEMR**

**JORNADA TÉCNICA 2015**

**EL EUROCÓDIGO 7 Y OTRAS NORMATIVAS**

**Eurocode 7 and rock engineering: problems and opportunities**

**Professor John Harrison**

*Keck Chair of Engineering Rock  
Mechanics. Toronto University.*

*Presidente del grupo de trabajo del  
EC-7 relativo a la Mecánica de  
Rocas*

# Eurocode 7 and rock engineering: current problems and future opportunities

J.P. Harrison

*University of Toronto, Canada*

**ABSTRACT:** In 2010, Eurocode 7 (EC7) became the Reference Design Code for geotechnical design within the European Union. At the same time, EC7 entered into its first maintenance cycle, the aim of which is to identify and implement essential technical and editorial improvements to the Code. In this paper, following a brief explanation of both the history of EC7 and the principles of limit state design within the Eurocode suite, two major themes are explored. The first of these is the concept of ‘permissible statistics’, and the ramifications this may have for the development of rock mechanics in the context of LSD. The second is a review of how EC7 is currently deficient with regard to rock engineering design, and what steps are required to correct these deficiencies in the next version of EC7. Although there are many current problems with EC7, as the importance of the code for rock engineering design continues to grow, these problems have the potential to become significant future opportunities.

## 1 INTRODUCTION

Eurocode 7 (CEN, 2004), referred to here as EC7, became the Reference Design Code for geotechnical design within the European Union in 2010. At the same time as EC7 was introduced, CEN (Comité Européen de Normalisation / European Committee for Standardisation) initiated a maintenance cycle, aimed at – among other things – identifying and implementing essential technical and editorial improvements to the Code.

In early 2011, the CEN Technical Committee responsible for Eurocode 7 convened a number of small pan-European groups of experts to examine what maintenance would improve EC7. One group, of which the Author was convenor, was given responsibility for rock mechanics, and its activities since then have helped identify the current problems and potential future opportunities arising from the application of EC7 to rock engineering design and construction. In this paper, following a summary of the development of EC7 and fundamental concepts relating to limit state design (LSD), some of these problems and opportunities are outlined.

As a note of explanation, readers should be aware that the following definitions are used in this paper:

**Rock mechanics** is the fundamental understanding of the behaviour of intact rock and fractured rock masses when subjected to applied forces; and

**Rock engineering** is the application of rock mechanics principles to the design and construction of structures on and in rock.

## 2 HISTORICAL DEVELOPMENT OF EC7

Development of EC7 began in 1975 (Table 1). In 1980 an agreement was made between the Commission of the European Communities (CEC) and the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), whereby ISSMFE would survey existing codes of practice for foundations within the member states and thereby draft a model code that could be adopted as Eurocode 7 (Simpson and Driscoll, 1998). The ISSMFE established an *ad hoc* committee for this task in 1981, and following much international consultation the committee produced a ‘draft model for Eurocode 7’ in 1987. Further CEC-sponsored development of this draft took place from 1987 to 1990, leading to the work being transferred to CEN, and in particular Technical Committee CEN/TC250 – the Committee responsible for the development of all structural Eu-

Table 1: History of Eurocodes  
<http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu>

Year	Event
1957	Treaty of Rome
1971	Public Procurements Directive 1971/305 issued
1975	Eurocode development started
1980	International Inquiry with regard to construction codes performed
1984	First Eurocodes published
1989	Construction Products Directive 1989/106 issued
1990	Work on draft standards (ENVs) started
1992	Publication of ENV Eurocodes commenced
1998	Conversion of ENVs to ENs initiated
2003	EC recommendation on implementation and use of Eurocodes
2004	Directive on Public Works contracts, Public Supply contracts and Public Service contracts issued
2006	Publication of ENs completed
2010	Full EN implementation; conflicting National Standards withdrawn

Table 2: Sub-committees of CEN/TC250 and their respective Eurocodes

Sub-committee	Eurocode	Title
SC1	EN1991	Actions on structures
SC2	EN1992	Design of concrete structures
SC3	EN1993	Design of steel structures
SC4	EN1994	Design of composite steel and concrete structures
SC5	EN1995	Design of timber structures
SC6	EN1996	Design of masonry structures
SC7	EN1997	Geotechnical design
SC8	EN1998	Design of structures for earthquake resistance
SC9	EN1999	Design of aluminium structures

rocodes – for eventual publication as the formal Eurocode 7.

This brief history shows that EC7 has its roots firmly in European design codes associated with foundations on and in soils. Furthermore, it seems that code development took place without any formal input from organisations such as the International Society for Rock Mechanics (ISRM) or the International Association for Engineering Geology and the Environment (IAEG). Many designers report, and even a cursory glance at the code will confirm, that EC7 is weak with regard to rock mechanics theory and rock engineering practice, and this history offers an explanation why this may be so.

## 2.1 Continuing development

The work of CEN/TC250 continues through a number of sub-committees (Table 2). The membership of CEN/TC250 and its sub-committees comprises delegates of the 29 CEN National Members, together with delegates from the 5 Affiliates (i.e. countries likely to become members of the EU or EFTA) participating as observers. There are nine specialist sub-committees within CEN/TC250, each of which

is responsible for a particular Eurocode (Table 2). Thus, although CEN/TC250/SC7 is responsible for Eurocode 7, it works with the other sub-committees to ensure coherence of the structural Eurocodes.

A critical responsibility of TC250 is the maintenance of the Structural Eurocodes. This activity is essential to preserve the credibility, integrity and relevance of the Eurocodes, as well as to ensure they are free from errors. The CEN protocol for code maintenance means that CEN/TC250 is now involved in the first of continuing five-year medium-term maintenance cycles, the output of which will include technical and editorial improvements and the resolution of questions of interpretation. For EC7, it is expected that a new edition of the Code incorporating these improvements will be published in 2019.

As the structure of CEN/TC250 shows, maintenance and future development of EC7 to improve its applicability to rock engineering must be made in the wider context of the Eurocode suite. This is an important and major constraint, and one that in the context of rock engineering leads to particular difficulties with regard to the central tenet of the codes: namely, the use of limit state design, LSD.

## 3 STRUCTURAL EUROCODES AND LIMIT STATE DESIGN

EC7, like all codes within the Eurocode suite, commits designers to LSD. To many geotechnical engineers the notion of LSD is somewhat unclear: they probably know that structural engineers use LSD, and may have heard about ‘partial factors’, but as to what LSD actually is, they may be uncertain. It is, in fact, a rigorous design philosophy that allows uncertainty in loads and material properties to be handled in a rational way.

LSD developed out of the early 20th century recognition that traditional concepts such as ‘safe working load’ were inapplicable to the new structures, such as aircraft, being developed at that time. Aircraft designers before and during World War II gathered a great deal of data on both the accelerations aircraft were subjected to during use, and the ratio of major accidents to flying hours. This led to the development of the concept of ‘structural reliability’, encompassed in the suggestion (Tye, 1944) that, rather than using factors of safety, designers should

*“...produce evidence that the probable rate of accidents likely to cause injury to personnel*

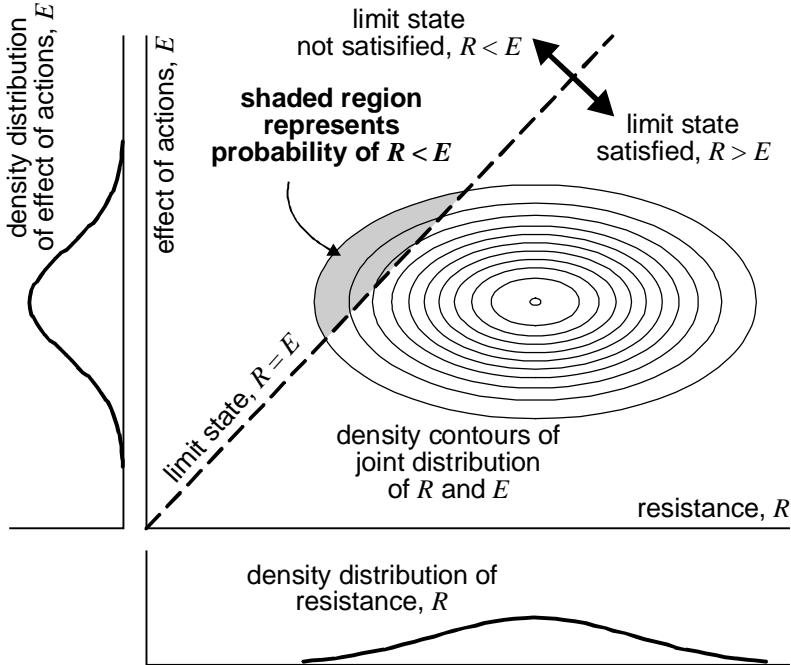


Figure 1. Definition of the limit state

*arising from structural failure is not more than once in 'x' thousands of hours of flying.'*

This statement represented a radical change from customary design practice. Importantly, adoption of the structural reliability concept required:

- development of clear definitions of failure;
- establishment of acceptable failure rates; and
- collection of substantial data relating to loading, material properties and structural behaviour; (Tye, 1944).

In parallel, by the late 1940s structural engineers were questioning the glaring disparity between the use of increasingly sophisticated analytical methods and the somewhat arbitrary selection of safety factors, and began to suggest the use of statistical methods to characterise variability in both structural strength and applied loads (e.g. Freudenthal, 1947). Further refinement of this led to the recognition that structural strength (termed 'resistance',  $R$ , in the Eurocodes) and applied loads (generalised to 'effect of actions',  $E$ , in the Eurocodes) could be linked as shown in Figure 1. Limit states are represented by conditions of the effect of actions equalling or exceeding the resistance.

Introducing random variability to  $R$  and  $E$  leads to structural safety being defined as the probability of the limit state being attained. As a result, 'factor of safety' is not used, but is replaced by a reliability index,  $\beta$ , that represents probability of failure  $P_f$ . These are linked through the relation  $P_f = \Phi(-\beta)$ , where  $\Phi$  is the cumulative distribution function of the standard normal distribution.

Values of  $P_f$  can be assigned much more objectively than can a factor of safety: for example, socie-

Table 3: Suggested values of reliability index (after CEN, 2002).

Consequence of attaining the ultimate limit state	Minimum values of $\beta$ and associated $P_f$ in terms of reference period	
	1 year	50 year
High consequence for loss of human life, or economic, social or environmental consequences very great	5.2, $1 \times 10^{-7}$	4.3, $1 \times 10^{-5}$
Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	4.7, $1.5 \times 10^{-6}$	3.8, $7 \times 10^{-5}$
Low consequence for loss of human life, and economic, social or environmental consequences small or negligible	4.2, $1.5 \times 10^{-5}$	3.3, $5 \times 10^{-4}$

ty may accept a greater probability of failure for rock slopes in remote mountainous regions than alongside heavily trafficked major road and rail links. Table 3 reproduces some target values of reliability index suggested in EN 1990, and shows how these values reflect both the consequence of attaining the ultimate limit state and the design life (i.e. reference period).

Figure 1 shows that the probability of the limit state being attained is given by the volume beneath the joint distribution of  $R$  and  $E$ , for the conditions  $R < E$ . The design problem is to produce a structure for which this probability is not greater than the appropriate limiting probability.

Currently, three approaches are recognised for calculating the volume under the  $R$ - $E$  distribution (Baecher & Christian, 2003):

- analytical integration when  $R$  and  $E$  have simple distributions (e.g. uniform or normal);
- approximations that give the probability of failure in terms of multiples of the standard deviations of  $R$  and  $E$ ; and
- application of statistical techniques such as Monte Carlo simulation.

For both (a) and (b) it is necessary to separate resistances from the effect of actions, and to generate functions for  $R$  and  $E$  that are sufficiently mathematically simple to allow subsequent analysis. In terms of probability, this separation allows Figure 1 to be re-cast as Figure 2. This figure shows how variability is replaced with a single design value, the magnitude of which is a combination of a representative – or characteristic – value and a partial factor. The characteristic value depends on the variability of the property in question, and the partial factor is calcu-

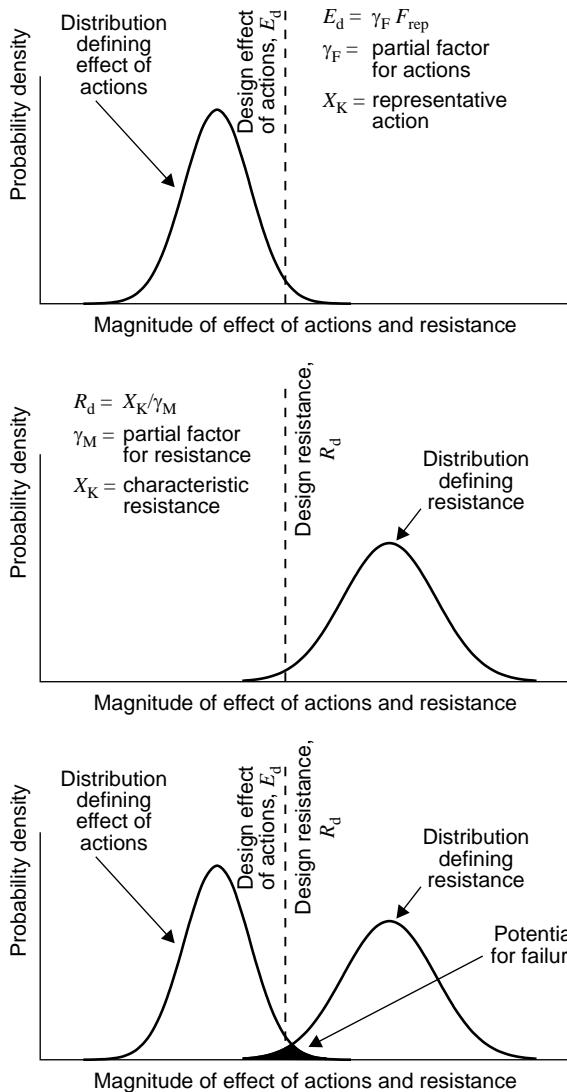


Figure 2. Use of partial factors to characterise variability.

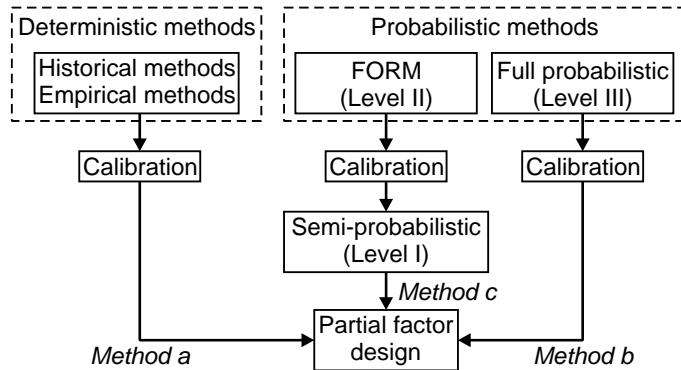


Figure 3. EN 1990 approaches to partial factor design (after CEN, 2002).

lated to give a specified probability of occurrence of the relevant limit state.

Partial factors can be developed using one of three approaches (Figure 3). To date, most Eurocodes are based on method *a*, with EN 1990 noting that method *b* is seldom applied due to a lack of statistical data, and that method *c* is being used for development of future code versions.

It is imperative to note that partial factors result from the calibration of analyses involving particular distributions of *R* and *E*. Calculation of partial factors is reasonably straightforward for structures of well-defined geometry, constructed from materials whose properties are tightly controlled. This situation applies to many structural engineering components, leading to the routine use of partial factors in that field.

The philosophy of LSD brings many advantages to the design process (Baecher & Christian, 2003), which is why it is adopted in modern structural design codes such as the Eurocode suite. LSD replaces arbitrary factors of safety (or, ‘factors of habit’ as Tye memorably called them (Tye, 1944)) with an objective probability of failure, and does so by employing rigorous procedures. However, the application of LSD to rock engineering is proving to be a challenge, as will be seen in Sections 4 and 5.

#### 4 LSD AND THE CONCEPT OF ‘PERMISSIBLE STATISTICS’

The fundamental basis of LSD is an objective assessment of the probability of occurrence of a limit state. For LSD to be applied to rock engineering, it is critical that all rock mechanics properties support this objective assessment. A suitable means of exploring this is through the concept of ‘permissible statistics’ (Stevens, 1946). Table 4 summarises Stevens’ proposals regarding data types and permissible statistics, and gives examples of these data types

Table 4: Permissible statistics (after Stevens, 1946).

##### Data type, description and example

Nominal	Ordinal	Interval	Ratio
<i>Numerals, letters or other symbols used as labels</i>	<i>Numerals used to signify rank ordering</i>	<i>Quantitative scale with arbitrary zero</i>	<i>Quantitative scale with meaningful zero</i>
<i>e.g. Rock mass classes A, B and C</i>	<i>e.g. Jn in the Q rock mass classification system</i>	<i>e.g. closure of a fracture from an arbitrary datum</i>	<i>e.g. intact rock tensile strength</i>
<b>QUALITATIVE ASSESSMENTS</b>		<b>QUANTITATIVE MEASUREMENTS</b>	
<b>Permissible statistics</b>			
number of cases, mode			
median, percentiles			
mean, standard deviation			
coefficient of variation			

from the fields of rock mechanics and rock engineering.

Applying Table 4 to the data used in rock mechanics and rock engineering indicates that nominal and ordinal data are frequently encountered. Such subjective data are used in rock mass characterisation (e.g. terms such as ‘highly fractured’), and are found in all rock mass classification schemes (notably, GSI uses sketches of rock mass condition as labels). Additionally, subjective assessments that generate what appear to be ratio data are commonplace in empirical rock engineering design approaches. For example, the Mathew’s stability graph method (Suorineni 2010) includes various subjective factors, which – as Table 4 shows – may be ordinal rather than ratio.

Stevens’ work has been influential, but also controversial (Velleman & Wilkinson, 1993; Zand Sholten & Borsboom, 2009). However, there appears to be general agreement that care is required in selecting the appropriate statistical procedures for analysis of subjective data (Hands, 1996; Svensson, 2001). Given the extensive use made of nominal and ordinal data in rock mechanics and rock engineering, this is particularly important: calculation of statistics such as mean and standard deviation is incorrect for such data.

As LSD requires objective measurements in order to generate objective assessments of the probability of a limit state being attained, it is only interval and ratio data that will permit this. This suggests that many of the data and procedures commonly used in rock engineering design are fundamentally incompatible with LSD. Three paths forward are apparent: rock engineering ignores LSD; the fundamental basis of LSD is changed to permit use of subjective assessments; or LSD-compliant procedures are developed in rock mechanics and rock engineering. The first of these is untenable for many reasons, with the existence of the structural Eurocodes and the benefits brought by LSD being key. The formality of LSD means the second is unlikely to be possible. This leaves us with the challenge of the third approach: developing LSD-compliant procedures for rock mechanics and rock engineering.

## 5 EC7 AND ROCK ENGINEERING DESIGN

The Eurocodes, through EN 1990, follow customary LSD protocols. Limit states are those conditions “beyond which the structure no longer fulfils the relevant design criteria”, and two specific limit states are defined: serviceability limit states (SLS), i.e.

“conditions beyond which specified service requirements... are no longer met”; and, ultimate limit states (ULS), defined as being “associated with collapse or with other similar forms of structural failure” (CEN, 2002).

As noted above, LSD requires clear definitions of failure, establishment of acceptable failure rates, and collection of substantial data relating to loading, material properties and structural behaviour. Unfortunately, as many engineers involved in rock engineering design will confirm, the complexity of fractured rock masses means that generally none of these requirements are met. For example, in a rock slope that may undergo progressive failure, what is the distinction between the SLS and the ULS? A few small blocks tumbling down a slope may be considered a serviceability criterion, but as the volume and numbers of blocks increases an ultimate condition will surely be reached. Similarly, it is nearly always the case that only small amounts of material property data will be available. As to the notion of acceptable failure rates, outside of slope instability in the mining sector this has barely been considered.

This brief consideration, together with the concepts presented above in Sections 3 and 4, shows that applying LSD to rock engineering design will require significant changes to customary practice. It should also be no surprise to discover that application of EC7 to rock engineering design is proving awkward. So, to help identify specific difficulties that are being encountered by designers, and ascertain what Code improvements may help overcome them, a workshop on Eurocode 7 and rock engineering was held at Eurock 2014. This workshop was very productive, both in terms of identifying deficiencies and suggesting means to overcome them. The major points are outlined below.

### 5.1 General observations

EC7 displays a number of general shortcomings with regard to rock engineering, many of which may be due to the historical development of the code. Three particular aspects are listed below.

- a) More attention needs to be paid to the specific limit states and failure modes applicable to fractured rock masses (Ferrero et al., 2014; Lamas et al., 2014).
- b) Notably, EC7 does not cover the use of rock mass classification schemes in rock engineering design (Lamas et al., 2014). Although there are well-argued calls for reducing the use of these techniques (Schubert, 2012), their current widespread use within both calculation and prescrip-

tive approaches (Fig. 4) means that EC7 needs to clarify their use.

- c) The concepts of empiricism, theory, prescriptive measures and observational methods are currently separated within EC7, whereas these are often used in combination in rock engineering design (Harrison et al., 2014). A key deficiency of EC7 is the lack of recognition of the central and necessary role that empiricism plays in rock engineering design (Fig. 4), and an immediate challenge is to align EC7 with rock engineering practice.

It is expected that the fundamental rearrangement of EC7 planned for the forthcoming revision process will remove these, and similar, deficiencies.

### 5.2 Inclusion of accepted knowledge

Although currently absent, expertise from within the rock engineering community with regard to rock mass characterization, discontinuity characterisation, rock mechanics laboratory and field tests and scale effects due to the presence of discontinuities needs to be included in EC7 (Ferrero et al., 2014; Lamas et al., 2014). In this vein, geotechnical codes developed in Spain contain material that should be considered for inclusion in a future version of EC7, particularly with respect to guidance on the intensity of ground investigation in fractured rock masses for different geotechnical designs, and the use of empirical relations for ultimate bearing capacity of foundations on fractured rock that incorporate both intact rock strength and degree of fracturing (Perucho & Estaire, 2014). It is expected that during the forthcoming revision period all such material will be considered for inclusion in the next edition of EC7.

### 5.3 Geotechnical categories

The existing definitions of Geotechnical Categories

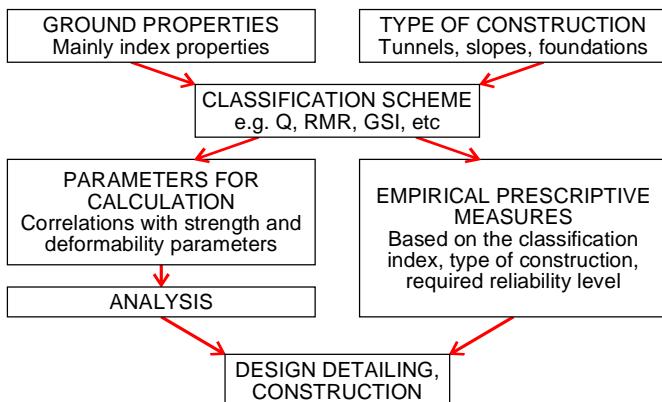


Figure 4: The role of rock mass classification systems within rock engineering design (from Lamas et al, 2014).

are considered unsuitable (Harrison et al., 2014), but new definitions explicitly linked to uncertainty of ground conditions and types of construction have been proposed (Olsson & Palmström, 2014). An excerpt of these is illustrated in Table 5. Wider discussion of Geotechnical Categories will allow inclusion of appropriate new definitions in the revised code, and will more appropriately link with the concept of structural reliability.

### 5.4 Use of calculation

A significant part of EC7 is currently devoted to limit state verification by calculation through the use of partial factors (see Section 3.1 above), and so the absence of partial factors specific to rock mechanics designs is seen as a particular shortcoming of EC7 (Bedi & Orr, 2014; Estaire & Olivenza, 2014; Harrison et al., 2014; Lamas et al., 2014; Muralha & Lamas, 2014). Furthermore, it is not yet known how to determine characteristic values for intact rock strength (Bozorgzadeh & Harrison, 2014; Muralha & Lamas, 2014). However, as Section 4 above shows, there is some doubt about the compatibility of current rock engineering approaches and LSD. These topics urgently need further detailed investigation in order to provide the material necessary for the revised version of EC7.

### 5.5 Adoption of prescriptive measures

Although they are widely used in rock engineering, prescriptive measures are not given extensive treatment within EC7. In its current form, EC7 may lead to misunderstandings regarding the application of prescriptive measures (Olsson & Palmström, 2014). This is an area of the Code that needs substantial

Table 5: Suggestions for Geotechnical Categories (after Olsson and Palmström, 2014)

Excavation risk	Construction examples	Uncertainty in anticipated ground conditions		
		Low	Medium	High
Low	Foundations	1	1 – 2	2
Medium	Foundations involving blasting Tunnels, small/moderate rock cuttings	1 – 2	2	2 – 3
High	Undersea tunnels Large span caverns Underground excavations with low rock cover in susceptible areas High rock cuttings; suspension bridge anchorages Excavations with influence on nearby structures	2	2 – 3	3

improvement, once again with significant input from the broad rock engineering community.

### 5.6 Application of an observational method

Observational methods (OM) see widespread use in rock engineering, but OM as presented in EC7 needs further elaboration – possibly through development and adoption of a formal procedure – in order to be generally applicable to rock engineering design and construction (Spross et al., 2014; Stille & Virely, 2014). One suggestion is that OM should formally be applied to every Geotechnical Category 3 project, with simplified versions of OM that use visual observations developed for use with Category 1 and 2 projects (Stille & Virely, 2014). Full involvement of the rock engineering community is needed to settle this.

## 6 CONCLUSIONS

Eurocode 7 has been under development since 1975, but during this time does not seem to have had explicit input from the rock engineering community. This is now being corrected.

The Code uses the LSD philosophy as originally developed for structural engineering, with the result that there are a number of significant incompatibilities between it and customary rock engineering practice. Resolving these poses a challenge to the rock mechanics and rock engineering community.

EC7 is now undergoing a period of maintenance, and a diverse range of potential maintenance topics, together with suggested solutions, have been identified. These include: characterisation of discontinuous rock masses; application of rock mass classification schemes; geotechnical categories; partial factor calibration; prescriptive measures; and enhancement of the observational method.

As the importance of Eurocode 7 for rock engineering design will continue to grow, these challenges have the potential to become future opportunities: not only for vastly improved rock engineering design and construction techniques, but also for new and exciting research themes in support of them.

## REFERENCES

- Baecher G.B, Christian J.T., 2003. *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. Chichester, UK: Wiley.
- Bedi A., Orr T.L.L., 2014. On the applicability of the Eurocode7 partial factor method for rock mechanics. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Bozorgzadeh N., Harrison J.P., 2014. Characteristic strength of anisotropic rock. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- CEN (European Committee for Standardisation). 2002. Eurocode – Basis of structural design. EN-1990. Brussels, Belgium: CEN.
- CEN (European Committee for Standardisation). 2004. Geotechnical Design: Part 1, General Rules. EN-1997-1. Brussels, Belgium: CEN.
- Estaire J., Olivenza G., 2014. Spread foundations and slope stability calculations on rocks according to Eurocode EC-7. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Ferrero A.M., Sofianos A., Alejano L.R., 2014. Critical review of Eurocode-7 regarding rock mass characterization. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Freudenthal A.M., 1947. The safety of structures. *Trans. ASCE*, **112**, pp.125-180.
- Hand D.J., 1996. Statistics and the Theory of Measurement. *J. Royal Stat. Soc. (A)*, **159**, 3, pp.445-492.
- Harrison J.P., Stille H., Olsson R., 2014. EC7 and the application of analytical and empirical models to rock engineering. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Lamas L., Perucho A., Alejano L., 2014. Some key issues regarding application of Eurocode 7 to rock engineering design. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Muralha J., Lamas L., 2014. Assessment of characteristic failure envelopes for intact rock using results from triaxial tests. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Perucho A., Estaire J., 2014. The approach to rock engineering in Spanish normative documents. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Olsson R., Palmström A., 2014. Critical review of EC7 concerning prescriptive measures for rock mechanics design. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Orr T.L.L., 2012. How Eurocode 7 has affected geotechnical design: a review. *Proc. Inst. Civil Eng. Geotech. Engg.*, **165**, GE6, pp.337-350.
- Schubert W., 2013. Are classification systems outdated?. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2013*. Wroclaw, Poland.
- Simpson B., Driscoll R., 1998. *Eurocode 7: A commentary*. Watford, UK: Building Research Establishment.
- Spross J., Johansson F., Stille H., Larsson S., 2014. Towards an improved observational method. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Stevens S.S., 1946. On the theory of scales of measurement. *Science*, **103**, 2684, pp.677-680.
- Stille H., Virely D., 2014. How to refine the Observational Method as described in EC7 in applied rock mechanics. *Proc. ISRM Int. Symp. Eurock 2014*. Vigo, Spain.
- Suorineni F.T., 2010. The stability graph after three decades in use: Experiences and the way forward. *Int. J. Min., Recl. and Env.*, **24**, 4, pp.307–339.
- Svensson E., 2001. Guidelines to statistical evaluation of data from rating scales and questionnaires. *J. Rehabil. Med.*, **33**, pp.47-48.
- Tye W., 1944. Factors of safety – or of habit? *J. Royal Aero. Soc.*, **58**, pp.487-494.
- Velleman P.F., Wilkinson L., 1993. Nominal, Ordinal, Interval, and Ratio Typologies Are Misleading. *Am. Statistician*, **47**, 1, pp.65-72.
- Zand Sholten A., Borsboom D., 2009. A reanalysis of Lord's statistical treatment of football numbers. *J. Math. Psych.*, **53**, pp.69-75.



# **SEMR**

**Laboratorio de Geotecnia del CEDEX**

**C/ Alfonso XII, 3**

**28014 Madrid**

**Tfno.: 91 335 73 33**

**e-mail: [semr@semr.es](mailto:semr@semr.es)**

**[www.semr.es](http://www.semr.es)**

**Facebook**



**Linkedin**

