

INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DAS CONSTRUÇÕES

Pinto, A.; Camara, J.; Correia, A.; Vinagre, J.

Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico,
Av. Rovisco Pais, 1096 Lisboa Codex, PORTUGAL

SUMÁRIO:

No presente artigo é discutida a problemática da quantificação dos valores dos coeficientes parciais de segurança propostos para o dimensionamento das fundações de acordo com o princípio dos estados limites, assim como a sua interdependência com a experiência existente neste domínio no campo da engenharia de estruturas. Este problema, surge actualmente na Europa na preparação dos novos códigos Europeus de segurança das construções, os Eurocódigos.

Para tal, foi desenvolvido um modelo de interacção solo-estrutura, que contempla o comportamento fisicamente não linear das estruturas de betão armado e do solo. Os resultados do estudo efectuado, com base no modelo desenvolvido, permitem destacar, relativamente à verificação da segurança aos estados limites últimos, a viabilidade e interesse em adoptar valores para os coeficientes parciais de segurança relativos às acções idênticos no dimensionamento das estruturas e das respectivas fundações. Este procedimento enquadra-se na filosofia geral que inspira o sistema de Eurocódigos.

ABSTRACT:

The need to clarify the quantification of the partial safety factors on the foundation design, adopted when the safety format is based on the limit state concept, is discussed as well as the relationship with the structural engineering practice. This problem has been arisen now in Europe with the preparation of new set of construction codes of practice, the Eurocodes.

A model for soil-structure interaction was developed, taking into account the non-linear behaviour of reinforced concrete structures and its supported soil. Based on that model an application example is presented. This example allows to conclude the need to review the values of the partial safety factors proposed by the Eurocode n° 7 in order to obtain a desirable global design system, consistent and simple to apply. According to this system the structural and foundation design should be based on the same values of partial safety factors for the actions.

1. INTRODUÇÃO

Constata-se que actualmente os critérios de verificação de segurança adoptados nos diversos países apresentam ainda algumas diferenças, faltando, em geral, a definição de uma linha de orientação global, uniforme e sistemática. No caso concreto da União Europeia, verifica-se que em muitos países não se encontram definidas, por exemplo, regras precisas sobre a utilização de certo tipo de materiais, incluindo as estruturas geotécnicas. Deste modo, a necessidade de estabelecer um conjunto harmonizado de regras para os problemas da segurança, relacionados com a engenharia civil, conduziu ao novo sistema de Eurocódigos. Todos os Eurocódigos, independentemente dos materiais a que se referem: betão, aço, madeira, alvenaria, ou mesmo o solo, deverão seguir as orientações prescritas pelo documento base: Eurocódigo N° 1 - "Basis of Design and Actions on Structures", que consagra como filosofia de cálculo o conceito de estados limites. No caso das fundações, a preparação do novo Eurocódigo N° 7 tem levantado algumas discussões, por um lado na aplicação de novos conceitos de segurança, por outro na calibração dos valores dos coeficientes parciais de segurança propostos.

Estes novos regulamentos surgem como corolário de nos últimos anos os critérios baseados no conceito de tensões admissíveis terem vindo a ser gradualmente substituídos pelos critérios apoiados na noção de "risco calculado", associados ao conceito de estados limites. Esta transição surge como consequência do desenvolvimento de métodos mais consistentes e racionais de dimensionamento das construções. As implicações desta mudança podem ser avaliadas com base em modelos de análise não linear, que permitem simular com maior rigor o comportamento estrutural.

No presente artigo, é apresentado um resumo dos fundamentos do conceito de estados limites e, em especial, dos valores propostos para os coeficientes parciais de segurança pelos Eurocódigos e pelos Regulamentos dinamarqueses de segurança. Por fim, apresentam-se e discutem-se os principais resultados das análises não lineares efectuadas. Estes resultados demonstram não haver razão para a consideração de coeficientes parciais relativos às acções diferentes no dimensionamento das estruturas e das respectivas fundações.

2. CONCEITO DE ESTADOS LIMITES

O objectivo fundamental associado ao dimensionamento de uma estrutura prende-se com a necessidade de se assegurar, com um nível de probabilidade considerado como aceitável, que a estrutura possa desempenhar convenientemente, durante toda a sua vida de projecto, as funções para as quais foi concebida. Segundo o conceito de estados limites, a estrutura deixará de desempenhar as funções para as quais foi projectada quando atingir um determinado estado, denominado de estado limite. Os estados limites a analisar são de dois tipos: últimos, correspondentes à rotura total ou parcial, e de utilização, correspondentes a situações que condicionam a utilização e a funcionalidade da estrutura.

Refere-se ainda, que contrariamente aos estados limites últimos, os estados limites de utilização estão, em geral, associados a uma determinada permanência, isto é, um determinado estado

de comportamento só constitui situação limite caso se mantenha instalado durante um certo tempo mínimo, ou a repetição da sua ocorrência ultrapasse certos limites.

De acordo com o conceito de estados limites, associado à utilização de coeficientes parciais de segurança, os valores característicos das acções (S_k) devem ser multiplicados pelos respectivos coeficientes parciais (γ_F) de forma a obter as denominadas acções de cálculo (S_d). Ao contrário, os valores característicos das propriedades dos materiais (R_k), devem ser divididos pelos respectivos coeficientes parciais (γ_M), de forma a quantificar os valores de cálculo das propriedades dos materiais (R_d).

Segundo a proposta do Eurocódigo N° 1 [1], os valores dos coeficientes γ_M e γ_F devem contabilizar, respectivamente, os seguintes aspectos:

- Possibilidade de desvios desfavoráveis das propriedades dos materiais relativamente aos seus valores característicos.
- Possíveis desvios desfavoráveis das acções relativamente aos seus valores característicos e eventuais incorrecções que possam ocorrer, quer na estimativa dos seus efeitos, quer na avaliação da resistência interna, motivadas por imprecisões associadas ao modelo de cálculo. Assim como ainda eventuais variações das dimensões que se possam verificar durante o processo construtivo.

Além destes aspectos, é igualmente contabilizada a reduzida probabilidade das combinações de acções parcelares actuarem em simultâneo com os seus valores característicos, traduzida através de valores reduzidos, valores obtidos através da multiplicação dos valores característicos por coeficientes Ψ . A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é, em geral, feita em termos de esforços e consiste, de acordo com a tradição europeia, em respeitar a inequação geral (1):

$$S_d = S \{ \gamma_G G_k + \gamma_Q (Q_{1k} + \sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_{ik}) \} \leq R_d \quad (1)$$

No entanto, na Europa, verifica-se que embora esta metodologia seja considerada de uma forma conceptualmente idêntica na maioria dos países, existem contudo alguns deles, como a Dinamarca, onde os princípios que regem a avaliação dos valores dos coeficientes de segurança são diferentes dos considerados nos restantes países. Em 1978, o denominado Comité Nórdico de Regulamentos de Construções ("Nordic Committee on Building Regulations - NKB"), propôs novos princípios de dimensionamento associados ao conceito de estados limites, incluindo a calibração dos valores dos coeficientes parciais de segurança [3]. Estes princípios revelavam, tal como o actual sistema de Eurocódigos, a preocupação em uniformizar e sistematizar os critérios de verificação da segurança considerados para os vários tipos de materiais estruturais e para as fundações, tendo sido adoptados na Suécia e na Dinamarca.

No caso concreto da Dinamarca, durante a primeira metade da década de 80, todos os códigos de estruturas foram reformulados de acordo com o formato proposto em 1978 pelo NKB,

passando, conjuntamente com o código de fundações, a depender directamente de dois regulamentos base: o de segurança das estruturas e o de acções para o dimensionamento das estruturas [2]. No caso concreto do código de fundações, por se tratar do único regulamento europeu baseado no conceito de estados limites, a sua influência no âmbito dos trabalhos de redacção do Eurocódigo N° 7 fez-se sentir de forma acentuada.

No que diz respeito à quantificação dos valores dos coeficientes γ_F e γ_M , de acordo com a regulamentação dinamarquesa [2], esta é efectuada de forma a que a margem de segurança seja introduzida no processo de dimensionamento essencialmente através dos valores dos coeficientes parciais γ_M . A consideração desta metodologia implica que para as acções permanentes sejam adoptados valores de γ_G unitários, independentemente destas apresentarem carácter desfavorável ou não. Esta forma de quantificar os valores dos coeficientes parciais é pois substancialmente diferente da seguida na maioria dos restantes países Europeus e preconizada pelo Eurocódigo N° 1, estando na base da polémica que se gerou com a publicação do Eurocódigo de fundações [1].

Quadro 1 - Valores dos coeficientes γ_F e γ_M adoptados na verificação da segurança aos estados limites últimos.

Acções - γ_F			Propriedades dos materiais - γ_M						
	EC 1[1]	DS 409[2]	EC 7[1]		EC 2[1]	DS 411[2]		EC 7[1]	DS 415[2]
Permanentes γ_G	1.00/1.35	1.00	1.00	Betão γ_C	1.50	1.80	$\gamma_{\tan\phi}$	1.25	1.20/1.30
Variáveis γ_Q	0.00/1.50	1.30	1.11	Aço γ_s	1.15	1.40	$\gamma_{Cu, C'}$	1.40/1.60	1.50/1.80

De acordo com o Eurocódigo N° 7, a justificação para que os valores dos coeficientes parciais sejam menores do que os adoptados no Eurocódigo N° 1, baseia-se na capacidade que as estruturas estaticamente indeterminadas apresentam para redistribuírem as cargas transmitidas à fundação [1,5]. Segundo o mesmo documento, a hiperstaticidade das estruturas permitiria que se um elemento individual da fundação se aproximasse de uma situação última, a carga transmitida a esse mesmo elemento pela estrutura poderia ser aliviada [1,5]. Como demonstram os resultados apresentados no Quadro 4, esta argumentação não pode ser aceite, pois pressupõe a ocorrência de um redistribuição de esforços na estrutura, em geral, não compatível com a capacidade resistente efectivamente disponível.

3. MODELO DE INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

3.1 Modelação da Estrutura

Com o objectivo de analisar as implicações do comportamento dos materiais no problema da avaliação da segurança, foi desenvolvido um modelo incremental-iterativo, que contabiliza o comportamento não linear dos materiais, e que possibilita a análise de estruturas porticadas de

betão armado. Este modelo, permite obter, para qualquer história de carga, a evolução do comportamento estrutural até à rotura [6].

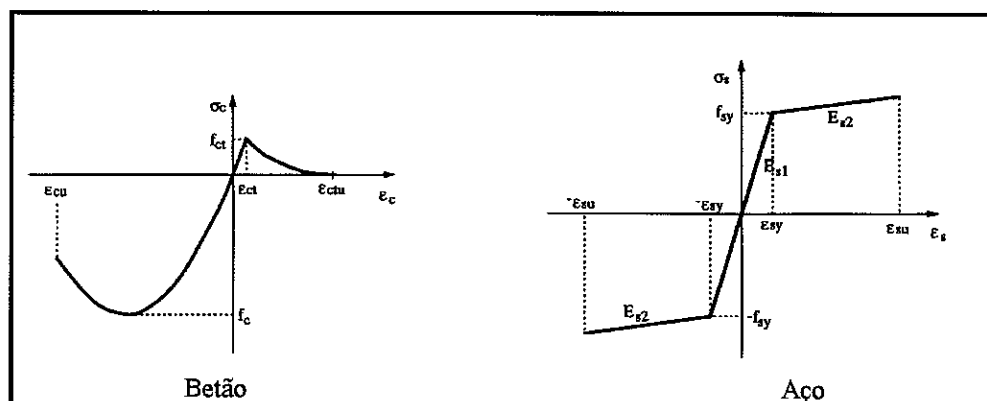


Figura 1 - Relações constitutivas consideradas para modelar o betão e para o aço.

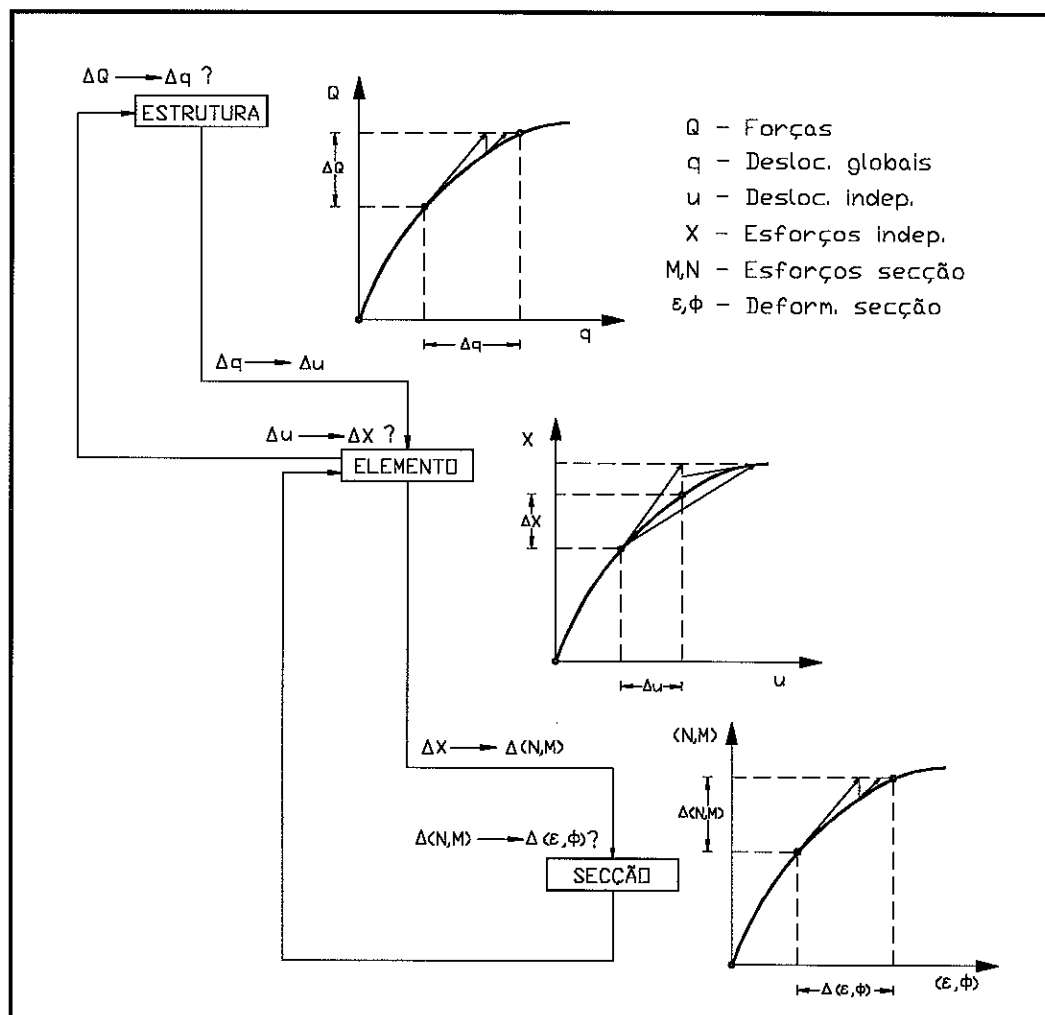


Figura 2 - Esquema do algoritmo iterativo não linear [6].

No modelo desenvolvido a estrutura é decomposta em vários elementos finitos, com três graus de liberdade por nó. Por sua vez, cada elemento é decomposto em várias secções, onde os efeitos não lineares são devidamente contabilizados, através das relações constitutivas consideradas para o betão e para o aço (Figura 1).

As leis constitutivas de cada elemento são definidas a partir das matrizes de rigidez da secção, tangente e secante. Uma vez que as relações constitutivas dos materiais são não lineares, o modelo contempla, para cada passo de carga e com base na matriz de rigidez da secção, um processo iterativo encadeado contabilizando três níveis: nível da estrutura, nível do elemento e nível da secção (Figura 2).

3.2 Modelação da Interação Solo-Estrutura

A modelação do solo é efectuada através de relações do tipo força-deslocamento (Figura 3), definidas a partir de um programa de elementos finitos [7] que recorre a técnicas incrementais iterativas, associadas a uma modelação elastoplástica do solo. Com base na curva força-deslocamento, assim obtida, é definido o modelo que caracteriza o comportamento do solo. A modelação do solo interage com a da estrutura essencialmente em duas etapas do cálculo:

- Na montagem da matriz de rigidez global da estrutura, em que aos elementos da matriz de rigidez, correspondentes aos graus de liberdade condicionados pelo comportamento do solo, se adiciona uma parcela suplementar de acordo com as relações do tipo força-deslocamento impostas para o solo.
- No critério de verificação da convergência do processo iterativo na estrutura, em que se impõe como condição de convergência adicional, segundo os graus de liberdade condicionados pelo comportamento do solo, que os esforços na secção de betão armado sejam idênticos aos obtidos no solo, resultantes da imposição da respectivas relações do tipo força-deslocamento.

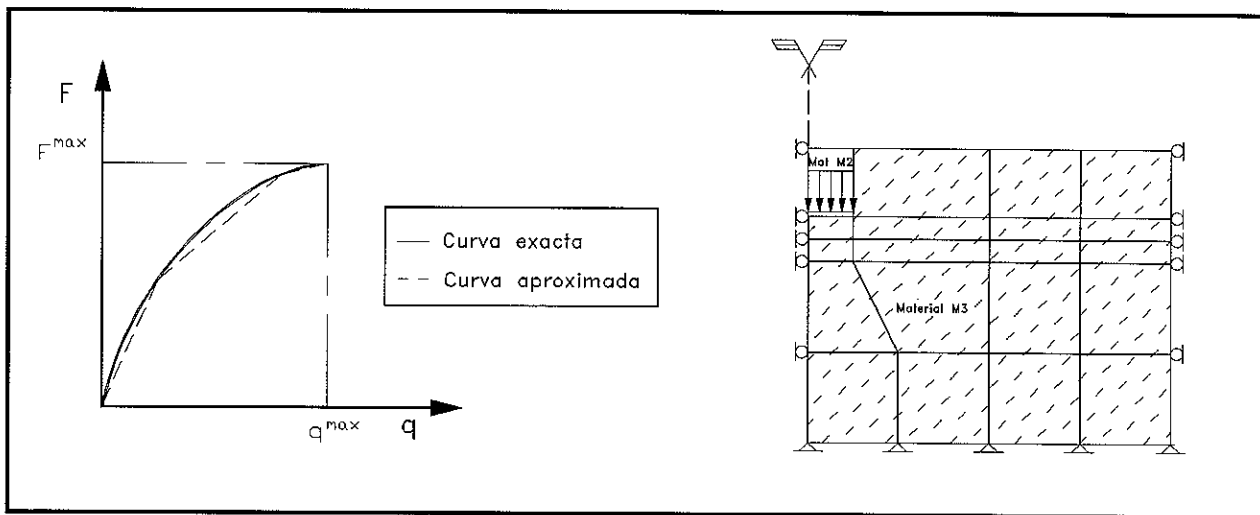


Figura 3 - Relação força-deslocamento adoptada para simular o comportamento do solo e malha de elementos finitos considerada para definir a referida relação.

4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Com base no modelo apresentado foi analisado o comportamento de um pórtico plano de betão armado, apoiado em sapatas fundadas num solo arenoso solto. As sapatas foram dimensionadas considerando os esforços elásticos e de acordo com quatro critérios (Quadro 2) para as seguintes cargas: sapatas exteriores - $N_G=170.8\text{kN}$, $N_Q=78.9\text{kN}$, $e=0.06\text{m}$; sapatas interiores - $N_G=279.1\text{kN}$, $N_Q=137.1\text{kN}$, $e=0.02\text{m}$. Em todas as situações a capacidade resistente do solo foi quantificada através da metodologia analítica proposta pelo Eurocódigo N° 7 [1].

Quadro 2 - Critérios considerados no dimensionamento das sapatas.

Critério	γ_G	γ_Q	$\gamma_{tan\phi}$	F.S.G.	Observação
C1	1.35	1.50	1.25	-	γ_F, γ_M - Eurocódigos de estruturas
C2	1.00	1.30	1.25	-	γ_F, γ_M - Regulamento dinamarquês DS 415
C3	1.00	1.11	1.25	-	γ_F, γ_M - Eurocódigo N° 7
C4	-	-	-	3.00	F.S.Global - Método convencional

As características geométricas dos elementos estruturais, assim como as cargas actuantes no pórtico, encontram-se ilustradas na Figura 5. Com base na distribuição elástica linear de esforços, as vigas ($0.55 \times 0.30\text{m}^2$) foram dimensionadas à flexão simples, e os pilares ($0.30 \times 0.30\text{m}^2$) à flexão composta, respeitando o preconizado pelo Eurocódigo N° 2 [1]. Após a quantificação das características resistentes da estrutura, esta foi submetida a um carregamento incremental até se atingir a capacidade última de resistência e ductilidade da estrutura, ou a capacidade resistente última do solo da fundação.

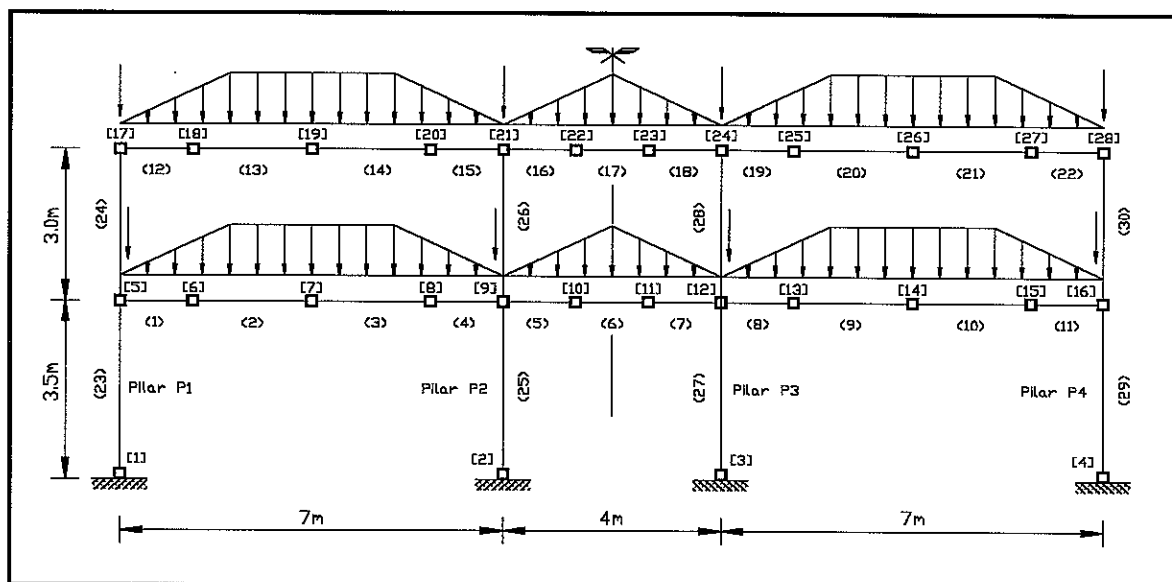


Figura 5 - Pórtico plano analisado.

Quadro 3 - Estrutura fundada num solo arenoso ($H = 0.5\text{m}$, $D = 1.0\text{m}$, $\phi = 33^\circ$, $E_{so} = 14\text{MPa}$).

Critério	C1		C2		C3		C4	
	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
L = B[m]	0.98	1.18	0.88	1.04	0.86	1.02	1.02	1.20
Q_{ult} [kN]	770.6	1314.7	596.6	985.0	566.9	942.5	848.0	1367.0
$\lambda_F^{(*)}$ Rotura	1.42 - Estrutura Secção 7 - aço		1.16 - Solo Sapata interior		1.11 - Solo Sapata interior		1.42 - Estrutura Secção 7 - aço	
N[kN]	351.9	593.0	290.7	481.3	278.4	458.6	351.1	594.2
N/Q_{Rd} [-]	0.930	0.926	0.989	1.000	0.999	1.000	0.846	0.896
σ_{Solo} [kPa]	417.5	440.8	434.6	462.8	437.7	459.7	382.5	426.9
Δ [mm]	15.2	21.0	13.6	18.7	13.6	18.3	14.7	20.8
Δ_{dif} [mm]	5.8		4.9		4.7		6.1	

(*) - λ_F , valor do parâmetro de carga na rotura.

Os resultados deste exemplo encontram-se apresentados no Quadro 3. A análise deste Quadro permite destacar os seguintes aspectos:

- O valor do parâmetro de carga na rotura, λ_F , que corresponde ao coeficiente de segurança relativo às acções, deveria tomar um valor correspondente a uma média ponderada entre $\gamma_G = 1.35$ e $\gamma_Q = 1.50$. Verifica-se que apenas o dimensionamento efectuado de acordo com os critérios C1 e C4 permite obter a referida equivalência. Deste modo, para que seja possível obter uma margem de segurança na fundação próxima da conferida pelo processo convencional, critério C4, o dimensionamento recorrendo a coeficientes parciais de segurança deve ser efectuado assumindo os valores de γ_F propostos pelos Eurocódigos de estruturas, critério C1.
- Quando as sapatas são dimensionadas de acordo com os critérios C1 e C4, a rotura é atingida na estrutura. No entanto, para o mesmo valor do parâmetro de carga a capacidade resistente do solo está também praticamente atingida ($N/Q_{Rd} \approx 1.0$). Inversamente, quando os critérios C2 e C3 são adoptados a rotura é atingida precocemente no solo, sendo a margem de segurança diferente na estrutura e no solo.

Como complemento deste exemplo, e com o objectivo de analisar a capacidade de redistribuição das cargas transmitidas à fundação, considerou-se a mesma estrutura fundada num solo heterogéneo. É importante destacar, que a argumentação invocada pelo Eurocódigo n.º 7 para a consideração de valores de γ_F inferiores aos adoptados pelos Eurocódigos de estruturas [1,5] se fundamenta precisamente na capacidade de redistribuição, aferida com base no comportamento elástico linear dos materiais.

A heterogeneidade do solo foi simulada através da consideração de uma areia densa sob a sapata do pilar P2 ($\phi=40^\circ$, $E_{so}=50\text{Mpa}$), e considerando o solo anteriormente definido sob as restantes sapatas.

Os valores correspondentes aos momentos flectores observados nas vigas do piso 1 e às cargas axiais transmitidas à fundação, calculados no instante de rotura, assim como a sua relação com os resultados correspondentes à situação de solo homogéneo, encontram-se representados no Quadro 4. No mesmo Quadro, são apresentados os valores correspondentes à situação de comportamento linear e não linear dos materiais.

Quadro 4 - Estrutura fundada num solo heterogéneo. Comparação com a situação de solo homogéneo.

Análise	Não linear			Linear		
	Pilar	N[kN]	Δ [mm]	Δ_{dif} [mm]	N[kN]	Δ [mm]
P1	348.5 (0.99)	15.0 (0.99)		317.5 (0.87)	13.7 (0.99)	
P2	605.2 (1.02)	8.50 (0.41)	11.9 (2.05)	725.7 (1.26)	10.2 (0.50)	6.2 (1.41)
P3	574.8 (0.97)	20.4 (0.97)		463.3 (0.81)	16.4 (0.81)	
P4	353.5 (1.01)	15.2 (1.00)		375.3 (1.02)	16.2 (1.02)	
Vigas	M[kNm]	$M_{het.}/M_{hom.} [-]$		M[kNm]	$M_{het.}/M_{hom.} [-]$	
Sec. 5	-107.3	(0.99)		-62.8	(0.48)	
Sec. 7	195.2	(0.99)		173.2	(0.88)	
Sec. 9/esq.	-176.6	(1.00)		-258.7	(1.82)	
Sec. 9/dir.	-126.1	(1.11)		-225.5	(2.67)	
Sec 12/esq.	-100.4	(0.88)		-10.0	(0.10)	
Sec 12/dir.	-175.9	(0.99)		-112.6	(0.79)	
Sec. 14	195.4	(1.00)		213.3	(1.08)	
Sec. 16	-107.7	(0.95)		-128.6	(0.98)	

Os resultados apresentados no Quadro 4 revelam que a capacidade que as estruturas estaticamente indeterminadas apresentam para a redistribuição de esforços, motivada por uma fundação heterogénea, tende a anular-se quando o comportamento não linear dos materiais é contabilizado. Deste modo, se os projectistas pretendem explorar a capacidade que a estrutura apresenta para redistribuir as cargas transmitidas à fundação, deverão também considerar esse efeito ao nível dos esforços de dimensionamento da estrutura, pois a capacidade de redistribuição de esforços estará sempre condicionada pela resistência e ductilidade efectivamente disponíveis.

Verifica-se assim que a argumentação defendida pelo Eurocódigo de Fundações, além de ser aplicável apenas ao caso de estruturas hiperstáticas, não poderá ser aceite pois baseia-se em premissas irrealistas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os elementos apresentados permitem concluir que a implementação do conceito de estados limites, associado à utilização de coeficientes parciais de segurança, no dimensionamento das fundações é não só possível, como desejável, de acordo com a filosofia geral prescrita pelo sistema de Eurocódigos. No entanto, é opinião dos autores que a consideração de diferentes valores dos coeficientes parciais de segurança γ_F para o dimensionamento das estruturas e das suas fundações não é justificável. A adopção de valores uniformes deste parâmetro comporta as seguintes vantagens:

- Permite uma desejável análise global, consistente e de fácil aplicação, contabilizando a estrutura e as suas fundações. A segurança da construção como uma só entidade fica assegurada de uma forma coerente.
- Se os valores dos coeficientes parciais, e em especial os dos coeficientes γ_M , forem convenientemente calibrados, esta metodologia assegura uma margem de segurança semelhante à conferida pelos processos convencionais, baseados em factores de segurança globais, assim como uma margem de segurança uniforme na estrutura e no solo.

REFERÊNCIAS

- [1] - CEN - European Committee for Standardization. Commission of the European Communities. Eurocode N° 1: Basis of Design and Actions on Structures. Eurocode N° 2: Design of Concrete Structures. Eurocode N° 7: Geotechnical Design. 1990 a 1993.
- [2] - Danish Ingeniorforening. DS 409 - The Safety of Structures. DS 410 - Loads for the Design of Structures. DS 411 - Structural use of Concrete. DS 415 - Foundation Engineering (Em inglês). The Danish Technical Press, Copenhagen, 1983 e 1984.
- [3] - Krebs Ovesen, N. General Report, session 30: Codes and Standards. Proc. XII ICSMFE. Rio de Janeiro, 1989, Vol. 4.
- [4] - Pinto, A. "Implicações da Interação Solo-Estrutura na Avaliação da Segurança das Construções". Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, 1993, 175p.
- [5] - Simpson, B. - "EC7: Ground - Structure Interaction", Proc. IABSE Conf. Structural Eurocodes, Davos, 1992, pp. 285-289.
- [6] - Vinagre, J.; Camara, J. - "Análise não linear de pórticos de betão armado: discussão da avaliação dos efeitos de 2ª ordem" - III Encontro de Mecânica Computacional - Vol. 1, Coimbra, 1992, pp. E11.1-E11.12.
- [7] - Z_SOIL.PC - User Manual, Zace Services Ltd. Lausanne, Switzerland, 1989.