

# A OPTIMIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS E A DEFINIÇÃO DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE LOCAIS

Ricardo Teixeira Duarte<sup>1</sup>  
Alfredo C. Costa<sup>2</sup>  
Aníbal Guimarães da Costa<sup>3</sup>

## SUMÁRIO

Definem-se coeficientes de ductilidade locais no contexto dos "métodos de dimensionamento" utilizáveis para proporcionar a resistência sísmica dos diversos elementos estruturais. Admite-se que os valores a adoptar para os coeficientes de ductilidade locais conduzem à optimização do comportamento sísmico das estruturas, entendida como correspondendo à minimização da exigência máxima de ductilidade. Identificaram-se os valores óptimos para edifícios de betão armado com 2, 4 e 8 pisos, idealizados por modelos distorsionais. Verifica-se que esses valores conduzem a distribuições de resistências semelhantes às obtidas na actual regulamentação.

## INTRODUÇÃO

A optimização das estruturas foi sempre considerada um objectivo importante. Em muitos ramos da engenharia, esta optimização pode ser consensualmente identificada com a minimização de uma função-perda bem definida, por exemplo, o peso ou custo da estrutura. A importância dos riscos e a grandeza dos valores em causa nos problemas de engenharia sísmica e as consequências a longo prazo das opções feitas em condições de incerteza e de informação insatisfatória, garantem que nenhum critério simplista possa reunir o consenso das partes interessadas i.e., entidades públicas (ligadas quer á segurança quer ao desenvolvimento), meio técnico, donos de obra, utilizadores individuais... Nesta situação, torna-se necessário identificar os princípios e as orientações que, reunindo o consenso possível, possam servir de base à optimização dos métodos antisísmicos de concepção e dimensionamento das estruturas e deles derivar, quanto possível por processos explicitamente racionais, os próprios métodos ou, pelo menos, deles obter critérios de quantificação dos parâmetros que entram nos métodos de dimensionamento existentes. Um conjunto de princípios para o projecto antisísmico de estruturas foi apresentado por Ferry Borges (1977) e os conceitos básicos da engenharia antisísmica foram compilados pela Associação Internacional de Engenharia Sísmica (1982).

A racionalização dos métodos de dimensionamento esteve subjacente à elaboração da actual<sup>4</sup> regulamentação portuguesa de estruturas. Esta racionalização é essencialmente baseada no reconhecimento de que a análise dinâmica de estruturas de edifícios pode ser executada a diversos níveis, proporcionando a sofisticação dos modelos das estruturas e das idealizações da acção sísmica.

O primeiro nível de análise é um nível exacto, no sentido em que não se considera nenhuma hipótese cuja finalidade seja simplificar o modelo; assim o comportamento não-linear da estrutura é explicitamente modelizado e, conseqüentemente, a acção sísmica deve ser representada por uma amostra de um processo estocástico, i.e. por várias séries numéricas de acelerações. Sendo portanto necessário usar técnicas numéricas de integração passo-a-passo, a análise torna-se onerosa e este nível tem apenas interesse como uma referência para calibrar as hipóteses simplificativas que caracterizam os outros níveis.

<sup>1</sup>Investigador Coordenador, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

<sup>2</sup>Assistente de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

<sup>3</sup>Assistente da Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

<sup>4</sup>1989

O segundo nível de análise caracteriza-se pela adopção de processos que permitem ter em conta, de forma simplificada, o comportamento não-linear das estruturas. Estes processos consistem essencialmente na correcção dos resultados obtidos por meio de uma análise dinâmica em regime linear, efectuada através de coeficientes de comportamento, de modo a estimar os valores que se obteriam numa análise dinâmica não-linear.

O terceiro nível é definido pela adopção de modelos planos em substituição dos modelos espaciais e consequente avaliação das condições em que é admissível esta simplificação.

O quarto nível engloba os processos de cálculo que já não envolvem, em termos de algoritmo, uma análise dinâmica mas que podem ser ainda considerados como correspondendo a uma análise dinâmica simplificada. Estes processos consistem tipicamente na determinação por métodos estáticos dos esforços e deformações devidos a uma solicitação cuja intensidade e distribuição espacial são quantificadas a partir da severidade da acção dos sismos e das propriedades dinâmicas da estrutura determinadas ou estimadas por métodos simplificados.

Esta hierarquização dos métodos de análise corresponde ao consignado no RSA artigo 30°. Com efeito, em 30.2 são apresentadas as condições gerais de análise que correspondem ao primeiro nível; em 30.3 é introduzida a possibilidade de recorrer a coeficientes de comportamento (2º nível) e de efectuar a análise apenas segundo as duas direcções principais da estrutura (3º nível); e em 30.4 é apresentado um método simplificado característico do quarto nível. Relembre-se que a regulamentação portuguesa visa formalmente a verificação da segurança das estruturas e não o seu dimensionamento: pode-se no entanto mostrar que se as estruturas forem dimensionadas de acordo com um determinado método de dimensionamento, a verificação da segurança corresponde a um dimensionamento e vice-versa (Ref. 4 e 5).

Aprecia-se nesta comunicação a possibilidade de obter estruturas com um melhor comportamento sísmico através de um processo de dimensionamento do segundo nível baseado em coeficientes locais de ductilidade. A equivalência entre este processo de dimensionamento e uma verificação da segurança é definida no âmbito da metodologia apresentada na secção seguinte. Apesar de estudos recentes terem mostrado a importância dos estados limites de utilização (Ref. 6), apenas se irá considerar o problema de segurança em relação ao colapso.

## METODOLOGIA PARA A QUANTIFICAÇÃO DE COEFICIENTES DE DUCTILIDADE

### Conceitos básicos

A metodologia seguida nesta comunicação envolve 7 conceitos básicos (Ref. 7), alguns dos quais interdependentes no sentido que só podem ser definidos por recorrência; no entanto já se verificaram alguns progressos em direcção a definições mais gerais e independentes (Ref. 6).

- a - Sistema estrutural: um conjunto de elementos estruturais, dispostos de uma determinada maneira, que asseguram rigidez e resistência nas direcções horizontais, e.g. um pórtico, uma parede,.... . Devem ser considerados como sistemas distintos os sistemas que tenham comportamentos pós-elásticos diferentes; assim um pórtico doxial, em que as rótulas formam-se nas vigas, deve ser diferenciado de um pórtico quional, em que as rótulas se formam nos pilares.
- b - Variáveis de controlo: as variáveis que quantificam o comportamento da estrutura em termos da sua capacidade última de resistência às acções sísmicas, e.g. distorções máximas, ductilidade imposta, índices de danos,... alguns tipos de variáveis de controlo estão associados a certos tipos de sistemas estruturais (por exemplo, distorções a pórticos).
- c - Classe de estruturas: conjunto de estruturas que têm todas a(s) mesma(s) variáveis de controlo e que têm comportamentos estruturais semelhantes ou seja, para uma dada acção sísmica as suas variáveis de controlo apresentam valores semelhantes. É previsível

que edifícios com pequenas diferenças no número de andares e forma de planta, com o mesmo tipo de sistema estrutural e dimensionados pelo mesmo processo de dimensionamento, pertençam à mesma classe de estruturas.

A amplitude do conceito "classe de estruturas" poderá ser muito variável: em alguns casos poderá ser útil considerar a classe dos edifícios com estrutura em pórtico de ductilidade melhorada, em outros casos, a classe dos edifícios com estrutura em pórtico, e ainda noutros casos, a classe dos edifícios com estrutura com ductilidade melhorada.

- d - Processo de dimensionamento: conjunto de instruções que permitem a determinação (explícita ou implícita) da resistência elástica limite e da capacidade dúctil a ser conferida a cada elemento estrutural. Nesta comunicação serão considerados apenas processos de dimensionamento que envolvem uma análise dinâmica em regime linear.

Um processo de dimensionamento deve ser entendido como uma "função" ou "operador" que a uma determinada disposição das áreas do edifício (layout), a um dado sistema estrutural e a um dado ambiente de acções (veja-se a ref. 8) faz corresponder a um conjunto de características geométricas e mecânicas dos elementos estruturais. Na definição deste "operador" entrarão geralmente alguns parâmetros, cuja calibração se efectua, por exemplo, através de um critério de segurança, ou seja, escolhendo os valores desses parâmetros de modo a que determinados tipos de estruturas, quando dimensionadas pelo processo em questão, tenham um grau de fiabilidade adequado.

- e - Estado limite de dimensionamento: estado a que a estrutura é conduzida por uma acção sísmica a que correspondem os máximos valores admissíveis para as suas variáveis de controlo, determinados de acordo com um determinado processo de dimensionamento (ou seja, através da aplicação de forças horizontais, de uma análise dinâmica linear...)
- f - Acção sísmica de dimensionamento: uma vibração (ou conjunto de vibrações) semelhante às vibrações sísmicas, representativa das acções sísmicas de grande severidade que tenham uma probabilidade apreciável de ocorrência; ou qualquer idealização ou representação dessa vibração, como um espectro de potência ou de resposta.
- g - Acções sísmicas actuantes: conjunto de vibrações sísmicas para as quais a resistência da estrutura é avaliada em termos de ocorrência ou não de colapso (ou, com mais generalidade, do estado limite de interesse); estas acções serão, em princípio, mais severas que a acção sísmica de dimensionamento e representam os sismos críticos para a estrutura, no sentido de que sismos mais severos têm uma significativamente menor probabilidade de ocorrência e que menos severos não causam, com elevada probabilidade, o colapso da estrutura.

Os conceitos a, b e g podem ser considerados como tendo uma natureza objectiva, em oposição aos conceitos d, e e f que são de natureza estratégica i.e. relacionados com um processo de tomada de decisões. O conceito c está essencialmente ligado a uma hipótese de regularidade (smoothness), que permite generalizar os resultados obtidos para um necessariamente pequeno número de casos. Os conceitos c e f dependem conceptualmente de d, porque se não é possível conceber estados limites de dimensionamento e acções sísmicas de dimensionamento sem ser no âmbito de um certo processo de dimensionamento, pelo contrário é fácil idealizar processos de dimensionamento em que os estados limites e as acções sejam idealizadas a partir das suas distribuições de probabilidade e não representados por valores "determinísticos".

### Descrição

O objectivo da metodologia é idealizar o processo de tomada de decisão que conduz a um certo dimensionamento da estrutura e a subsequente história de acções sísmicas a que a estrutura fica submetida. Supondo dada a geometria do edifício e escolhido o sistema estrutural, o processo de tomada de decisão fica reduzido ao método de dimensionamento que consistirá essencialmente, com o apoio de determinados meios de análise, em proporcionar os elementos estruturais de modo a que os valores das variáveis de controlo para a acção sísmica de dimensionamento sejam inferiores aos valores

correspondentes ao estado limite de dimensionamento. A segurança da estrutura assim dimensionada é depois avaliada para as acções sísmicas actuantes e em termos dos valores das variáveis de controlo que são considerados corresponder à ocorrência de colapso.

Esta idealização, quando aplicada a um certo número de estruturas representativas de uma certa classe de estruturas permite otimizar os valores dos parâmetros que entram no método de dimensionamento e nomeadamente a relação entre o estado limite de dimensionamento e a acção sísmica de dimensionamento. Note-se que se a classe for suficientemente restrita poderá uma única estrutura ser representativa de toda a classe e a optimização levará à escolha do valor de um único parâmetro, considerando-se todos os outros com valores arbitrados; por exemplo, em relação ao processo de dimensionamento subjacente ao método de verificação de segurança por meio de um coeficiente sísmico apresentado no artigo 31º do RSA, é indiferente, em termos dos valores numéricos dos resultados, se se fixa um valor para o coeficiente de comportamento e optimiza-se o valor do coeficiente de segurança relativa à acção dos sismos ou, pelo contrário, se se arbitra um valor para este coeficiente de segurança e se optimiza o valor do coeficiente de comportamento. No caso de a classe de estruturas ser mais ampla, terão que ser consideradas várias estruturas representativas e o processo de optimização incidirá em geral sobre mais do que uma variável.

## O MÉTODO DOS COEFICIENTES DE DUCTILIDADE LOCAIS

O método dos coeficientes de ductilidade locais têm a sua origem no reconhecimento de que, para a generalidade dos sistemas estruturais dimensionados pelos métodos usuais, as exigências de ductilidade são diferentes de elemento estrutural para elemento estrutural; faz sentido, assim, proporcionar a resistência elástica limite de cada elemento estrutural de modo a favorecer a formação e o desenvolvimento de "mecanismos histeréticos" que assegurem uma suficiente dissipação de energia.

No caso de a estrutura poder ser considerada como uma associação de estruturas ticoidais, poder-se-á definir coeficientes de ductilidade parciais  $\eta_t$  para cada estrutura ticoidal da associação e coeficientes de ductilidade parciais  $\eta_e$  para cada elemento de cada tipo genérico de estrutura ticoidal; o coeficiente de ductilidade local a considerar para um dado elemento de uma dada estrutura ticoidal será então igual ao produto  $\eta_t \eta_e$ .

Os coeficientes  $\eta_e$  terão que ser quantificados para todos os elementos, ou grupos de elementos, de cada tipo de estrutura ticoidal. Por exemplo, no caso de um pórtico quional uniforme, deverá ser definido um valor de  $\eta_e$  para cada andar, aplicável a todos os pilares desse andar; no caso de um pórtico quional não uniforme, já terá que ser definido um coeficiente  $\eta_e$  para cada pilar do andar, ou para cada um dos grupos em que eventualmente se possam agrupar os pilares e.g. um coeficiente  $\eta_e$  para os pilares extremos e um coeficiente  $\eta_e$  para todos os outros pilares.

Os coeficientes  $\eta_t$  terão que ser quantificados para todas as estruturas ticoidais que constituam o sistema estrutural de uma dada classe de estruturas, embora em rigor uma classe de estruturas deve ser definida a partir da distribuição em planta dos diversos tipos de estruturas ticoidais; poder-se-á em alguns casos manter uma certa fluidez, por exemplo, no caso de uma associação de paredes e pórticos, poderá não ser necessário especificar se se trata de pórticos quionais ou doxiais.

A quantificação dos coeficientes  $\eta_e$  e  $\eta_t$  é feita com base na metodologia apresentada anteriormente, considerando-os como parâmetros de um processo de dimensionamento em que os valores de cálculo dos esforços actuantes são obtidos corrigindo os valores determinados por uma análise linear dividindo-os pelos respectivos coeficientes de ductilidade locais.

O método dos coeficientes de ductilidade locais é semelhante a outros métodos recentemente propostos (Ref. 9 e 10). Na presente comunicação é feita a sua aplicação em termos dos coeficientes  $\eta_e$  de estruturas ticoidais uniformes. Nas referências 11 e 12 pode encontrar-se a sua aplicação a estruturas irregulares em altura e planta.

## EXEMPLIFICAÇÃO

### Gama de edifícios

Para ilustrar a possibilidade de quantificar os coeficientes de ductilidade através da metodologia proposta nesta comunicação, considerou-se o caso de edifícios simétricos com estrutura em pórtico quilonal (Ref. 13). Foram considerados edifícios com 2, 4 e 8 andares e com uma dimensão em planta de  $15 \times 15 \text{ m}^2$ . Não se aplicou a componente rotacional em torno do eixo vertical de acção sísmica, de modo que os edifícios comportaram-se como estruturas planas (em cada uma das direcções ortogonais) e os resultados obtidos são portanto representativos do comportamento das estruturas ticoidais, consequentemente pode considerar-se  $\eta_t = 1$ .

O comportamento dinâmico dos edifícios foi idealizado através de um modelo de distorsão (shear-beam), com relações forças-deformações idealizadas por diagramas do tipo de Takeda (Costa e Costa, 1987); assim os graus de liberdade do modelo são as forças de corte globais e os deslocamentos inter-piso e os coeficientes de ductilidade parciais  $\eta_e$  são definidos para as forças de corte globais. Assim, o valor elástico máximo de cada força de corte global é obtido dividindo a força de corte determinada por uma análise linear pelo respectivo coeficiente  $\eta_e$ .

### Processos de dimensionamento

Estes edifícios foram dimensionados para uma acção sísmica de dimensionamento com uma aceleração máxima de  $50 \text{ cm/s}^2$  através de seis processos de dimensionamento identificados por algarismos romanos. Cada processo de dimensionamento é especificado por uma distribuição em altura dos valores de  $\eta_e$ . No entanto, para facilitar os procedimentos, os processos de dimensionamento foram redefinidos em termos de distribuições de forças estáticas horizontais  $F_j^i$ . No processo I as forças horizontais foram consideradas constantes (distribuição constante) e no processo IV as forças horizontais foram consideradas como sendo proporcionais à altura  $h_j$  do andar a que são aplicadas (distribuição triangular).

$$F_j^{IV} = kh_j \quad (1)$$

Os processos II e III formam a transição entre os processos I e IV, sendo constituídos por distribuições trapezoidais de forças horizontais, mais próxima da distribuição constante no caso de processo II, mais próxima da distribuição triangular no caso do processo III:

$$F_j^{II} = 0,67 F_j^I + 0,33 F_j^{IV} \quad (2)$$

$$F_j^{III} = 0,33 F_j^I + 0,67 F_j^{IV} \quad (3)$$

Os processos V e VI são caracterizados por uma distribuição triangular de forças horizontais associada a uma força horizontal adicional aplicada no piso mais elevado e com um valor de 3% ou 7% da força de corte global na base, conforme se trata do processo V ou VI.

Assim, à medida que se passa do processo I ao VI há uma evolução no sentido de aumentar as forças horizontais aplicadas na parte superior do edifício em relação às forças horizontais aplicadas na parte inferior e, consequentemente, há uma evolução no sentido de uma distribuição mais uniforme dos valores das resistências elásticas dos diversos pisos.

Normalizaram-se intensidade das forças horizontais dos diferentes processos de dimensionamento com o critério de que a soma das forças de corte globais nos diversos andares fosse igual em todos os processos <sup>5</sup>; em consequência, a resistência do primeiro piso decresce quando cresce o número do processo. O objectivo desta normalização é tornar plausível que o custo das estruturas dimensionadas pelos diferentes processos seja o mesmo e, consequentemente, que os resultados sejam comparáveis.

<sup>5</sup>tomando-se como referência as forças globais do processo IV correspondentes a uma aceleração máxima de  $50 \text{ cm/s}^2$

## Acções sísmicas

Escolheu-se para a acção sísmica de dimensionamento o espectro de resposta para um amortecimento de 5% do Eurocódigo 8 (Ref. 15), definido pelos seguintes valores dos seus parâmetros:  $S = 1, T = 0,2, T_2 = 0,6, k = 1$  e  $\beta_0 = 2,5$ ; a acção sísmica foi quantificada a partir do valor  $V = 10\text{cm/s}^2$  da velocidade máxima. Representado a acção por uma amostra de 10 realizações com duas componentes horizontais iguais, ortogonais e independentes; estas realizações foram geradas a partir de um processo estocástico gaussiano estacionário de forma que o valor médio dos espectros de resposta correspondessem ao espectro do Eurocódigo 8 (Ref. 16).

As acções sísmicas actuantes foram idealizadas por quatro tipos de acções sísmicas que se referenciaram por A, B, C, e D, cada tipo foi modelado por um processo estocástico não estacionário e representado por 10 realizações de duas componentes independentes. As características do processo não estacionário foram escolhidas de modo a representar vibrações sísmicas em solo firme para sismo com magnitude igual a 6, 7, 8 e 9, respectivamente no caso das acções A, B, C e D; a distância focal, para cada caso, foi escolhida de modo a que resultasse uma velocidade máxima de  $10\text{cm/s}$ ; a escolha da velocidade máxima para proporcionar a intensidade relativa destas acções sísmicas baseou-se no facto de a velocidade máxima ser geralmente reconhecida como o melhor parâmetro descritivo da severidade da acção sísmica (Newmark e Rosenblueth, 1971).

Na figura 1 é apresentada uma realização de cada tipo das acções sísmicas actuantes, representando-se a história de acelerações e de deslocamentos de modo a evidenciar a diferente evolução no tempo da distribuição espectral. Na figura 2 são apresentadas estatísticas (valor médio e quantilhos de 10%, 50% e 90%) do espectro de resposta relativas à amostra representativa de cada tipo de acções sísmicas; o valor médio é identificado como sendo o "espectro de resposta" da amostra; os quantilhos de 10%, 50% e 90% permitem avaliar a variabilidade dos resultados; note-se que esta é tanto maior quanto mais curta for a acção sísmica e quanto mais baixo o período. A figura 2 permite documentar a relação entre a distribuição espectral da acção sísmica de dimensionamento e as das acções sísmicas actuantes e o aumento da amplitude das baixas frequências com a magnitude.

## Resultados

Como variáveis de controlo de um edifício não demasiado flexível idealizado por um modelo de distorsão devem considerar-se as ductilidades impostas correspondentes aos diferentes pisos; nesta comunicação admitir-se-á, no entanto, que a capacidade dúctil dos pilares dos diferentes pisos é constante o que permite considerar uma única variável de controlo que é o valor máximo das ductilidades impostas. Devido à natureza estocástica do modelo adoptado para as acções sísmicas a ductilidade imposta de um determinado piso é identificada com a média das ductilidades impostas pelas diferentes realizações; consequentemente o valor da variável de controlo corresponde ao valor máximo dessas médias. Nos quadros I, II e III são apresentados os valores das ductilidades impostas para várias combinações de processos de dimensionamento e das acções sísmicas actuantes. Os valores médios da aceleração máxima destas acções foram considerados como valendo  $100\text{cm/s}^2$  e  $200\text{cm/s}^2$ ; a letra da sigla adoptada indica o tipo de acção sísmica actuante e o número seguinte o valor de aceleração máxima; as siglas EU100 e EU200 referem a acção sísmica de dimensionamento intensificada para acelerações máximas de  $100\text{cm/s}^2$  e  $200\text{cm/s}^2$ .

Antes de apresentar as conclusões que se podem obter da análise destes quadros, deve ser referido que os valores mais elevados estão associados, em geral, à concentração do comportamento pós-elástico no piso superior do edifício; os valores mais baixos, pelo contrário, correspondem a uma dissipação de energia praticamente uniforme ao longo da altura.

Verifica-se que diferentes processos de dimensionamento conduzem a valores muito diferentes das ductilidades impostas. Na maior parte dos casos, o acréscimo da ductilidade imposta é mais rápida que o da aceleração máxima; assim, a razão entre os coeficientes de ductilidade de estruturas dimensionadas para diferentes classes de ductilidade, deve ser menor que a razão entre as capacidades dúcties respectivas. O uso de um modelo estacionário para a acção sísmica de dimensionamento (EU100 e EU200) permite obter uma boa estimativa das ductilidades impostas por acções sísmicas com car-

acterísticas muito diversas (A100,A200,B100,...); no entanto as acções com longa duração parecem originar maiores ductilidades impostas.

Para a maior parte das acções sísmicas, o processo de dimensionamento óptimo deve ser identificado como o que conduz ao valor mínimo da ductilidade imposta máxima; verifica-se no entanto que processos de dimensionamento próximos do óptimo (em termos da numeração adoptada) conduzem a valores semelhantes da ductilidade imposta máxima.

Os processos de dimensionamento óptimos são muito semelhantes aos processos apresentados nas regulamentações mais recentes; no caso da regulamentação portuguesa em vigor, o processo de dimensionamento subjacente, é também próximo do processo óptimo.

O número de andares tem alguma influência na escolha do processo óptimo. No caso dos edifícios mais altos, deve ser atribuída uma distribuição mais uniforme de forças de corte globais de dimensionamento.

No quadro IV são apresentados os processos de dimensionamento óptimos e os correspondentes coeficientes de ductilidade  $\eta_e$ . Como se pode observar, estes valores não são muito diferentes do valor unitário; assim, para edifícios regulares, é lícito usar-se um coeficiente de ductilidade global; porém, esta conclusão não é extrapolável para edifícios irregulares (Ref.11 e 12).

A importância dos resultados apresentados, que se destinam apenas a ilustrar a aplicação do método dos coeficientes de ductilidade locais, reside na confirmação das opções tomadas na evolução da regulamentação portuguesa, especificamente na passagem da distribuição constante das forças horizontais para uma distribuição triangular.

#### REFERÊNCIAS

1. J.Ferry Borges - Principles of Earthquake Resistant Design, VI World Conf. Earthq. Eng., Vol. 5, (1977).
2. International Association for Earthquake Engineering. Basic Concept of Seismic Codes, Vol. II, (1982).
3. R.T.Duarte - The Levels of Seismic Analysis of Buildings, 7th Europ. Conf. Earthq. Eng. Vol. 7, (1982).
4. R.T.Duarte, 1983 - Metodologia para a Análise Dinâmica de Estruturas de Edifícios Sujeitas a acções Sísmicas, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº 16.
5. A. Ravara, R.T. Duarte and E.C. Carvalho, 1984 - Methodology for the Dynamic Analysis of Building Structures, VIII World Conf. Earthq. Eng., Vol 1.
6. R.T.Duarte - An Essay on Design Methods and Regulations in Earthquake Engineering, I&D Publication, Nat. Laboratory Civil Engrg., Lisbon (1987).
7. R.T. Duarte e A.C. Costa, 1988 - Earthquake Design of Reinforced Concrete Structures Based on Local Ductility Coefficients, Proc. IX World Conf. Earthq. Eng., Vol. V.
8. R.T. Duarte e C.S. Oliveira, 1989 - Vocabulário de Engenharia Sísmica, Versão provisória.
9. V. Kavevas, 1982 - Reducing Overstress Probability in Existing RC Structures, 7th Europ. Conf. Earthq. Eng., Vol. 3.
10. G. Rega e F. Vestroni, 1984 - Statistical Analysis of the Inelastic Response of Shear Structures Subjected to Earthquakes, Earthq. Eng. Struct. Dynamics, Vol 12.
11. A.C. Costa e R.T.Duarte, 1988 - The Influence of Torsion in the Ductility Demands in Asymmetric R/C Buildings. Relatório I&D, Estruturas 283/88 - NDA, LNEC.
12. A.G. Costa C.S. Oliveira and R.T.Duarte, 1988 - Influence of Vertical Irregularities on Seismic Response of Buildings, IX World Conf. Earthq. Eng..
13. R.T. Duarte A.C. Costa - Earthquake Design of R/C Structures Based on Local Ductility Coefficients, Nat. Lab. Civil Engrg. Report. Relatório LNEC (a ser publicado)
14. A.G. Costa e A.C. Costa, 1987 - Modelo Histerético das Relações Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas, Relatório I&D Estruturas, 269/87 - NDA, LNEC.
15. Eurocódigo Nº 8, Estruturas em Regiões Sísmicas - Projecto - Part 1, Generalidades e Edifícios, Comissão das Comunidades Europeias, Relatório EUR 12266 PT.
16. R.T. Duarte e A.C. Costa, 1988 - Earthquake Behaviour of reinforced Concrete Frame Structures Infilled With Masonry Panels, Relatório I&D Estruturas 284/88 - NDA, LNEC.
17. N.M. Newmark e E. Rosenblueth, 1971 - Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

QUADRO I - Valores Máximos da Ductilidade Imposta. Edifícios de 2 Pisos

Acções	Processos de dimensionamento			
	I	II	III	IV
EU100	5.8	5.0	2.2	2.6
EU200	18	13	10	12.0
A100	4.8	3.9	2.5	2.3
A200	12	10	6.5	7.1
B100	3.8	2.8	2.0	2.1
B200	11	9.1	5.8	7.5
C100	3.6	2.6	1.7	1.9
C200	12	11	5.8	7.9
D100	5.2	3.7	2.0	2.4
D200	31	25	23	26

QUADRO II - Valores Máximos da Ductilidade Imposta. Edifícios de 4 Pisos

Acções	Processos de dimensionamento			
	I	II	III	IV
EU100	2.8	1.6	1.3	1.2
EU200	11	7.2	3.5	1.7
A100	1.9	1.3	0.9	0.8
A200	7.4	7.4	1.5	1.7
B100	1.8	1.1	0.9	0.8
B200	6.6	4.0	1.7	1.7
C100	1.5	1.1	1.0	1.0
C200	7.6	4.8	1.9	1.9
D100	3.9	2.0	1.2	1.4
D200	17	12	3.6	4.8

QUADRO III - Valores Máximos da Ductilidade Imposta. Edifícios de 8 Pisos

Acções	Processos de dimensionamento			
	I	IV	V	VI
EU100	23	8.9	3.6	2.4
EU200	33	14	8.9	8.1
A100	20	7.4	3.1	2.3
A200	30	16	8.9	7.7
B100	21	6.3	2.9	2.0
B200	36	17	7.5	6.0
C100	28	5.4	3.3	3.2
C200	45	16	9.7	9.3
D100	44	5.9	8.1	7.6
D200	64	17	20	25

QUADRO IV - Coeficientes de Ductilidade  $\eta_e$  Correspondentes ao Processo Ótimo de Dimensionamento

Nº de Pisos	Processo óptimo	Piso								
		1	2	3	4	5	6	7	8	
2	III	0.96	1.06							
4	III	0.93	1.00	1.05	1.09					
8	VI	1.03	1.03	1.02	1.01	1.00	0.98	0.93	0.82	

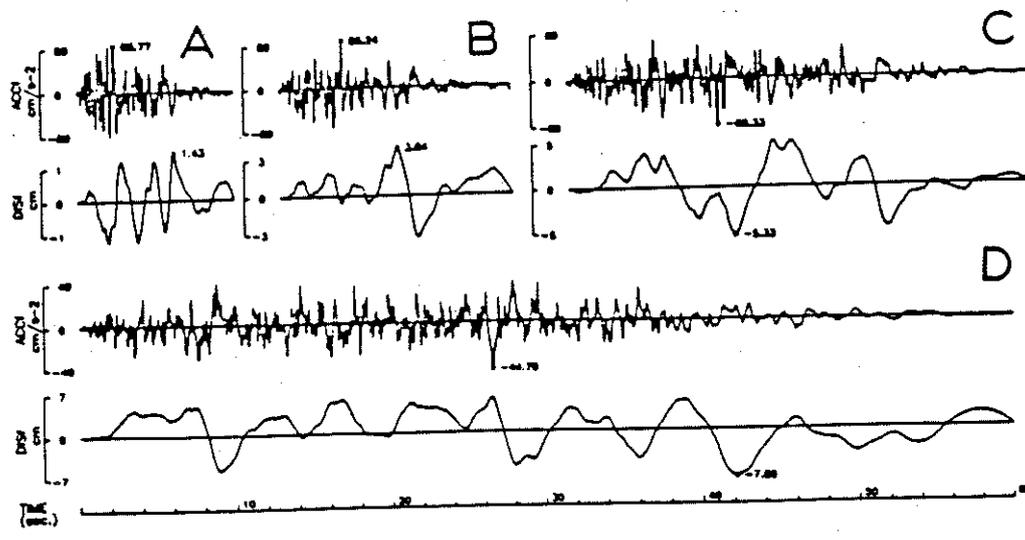


Figura 1: Realizações das acções sísmicas actuantes (acelerações e deslocamentos).

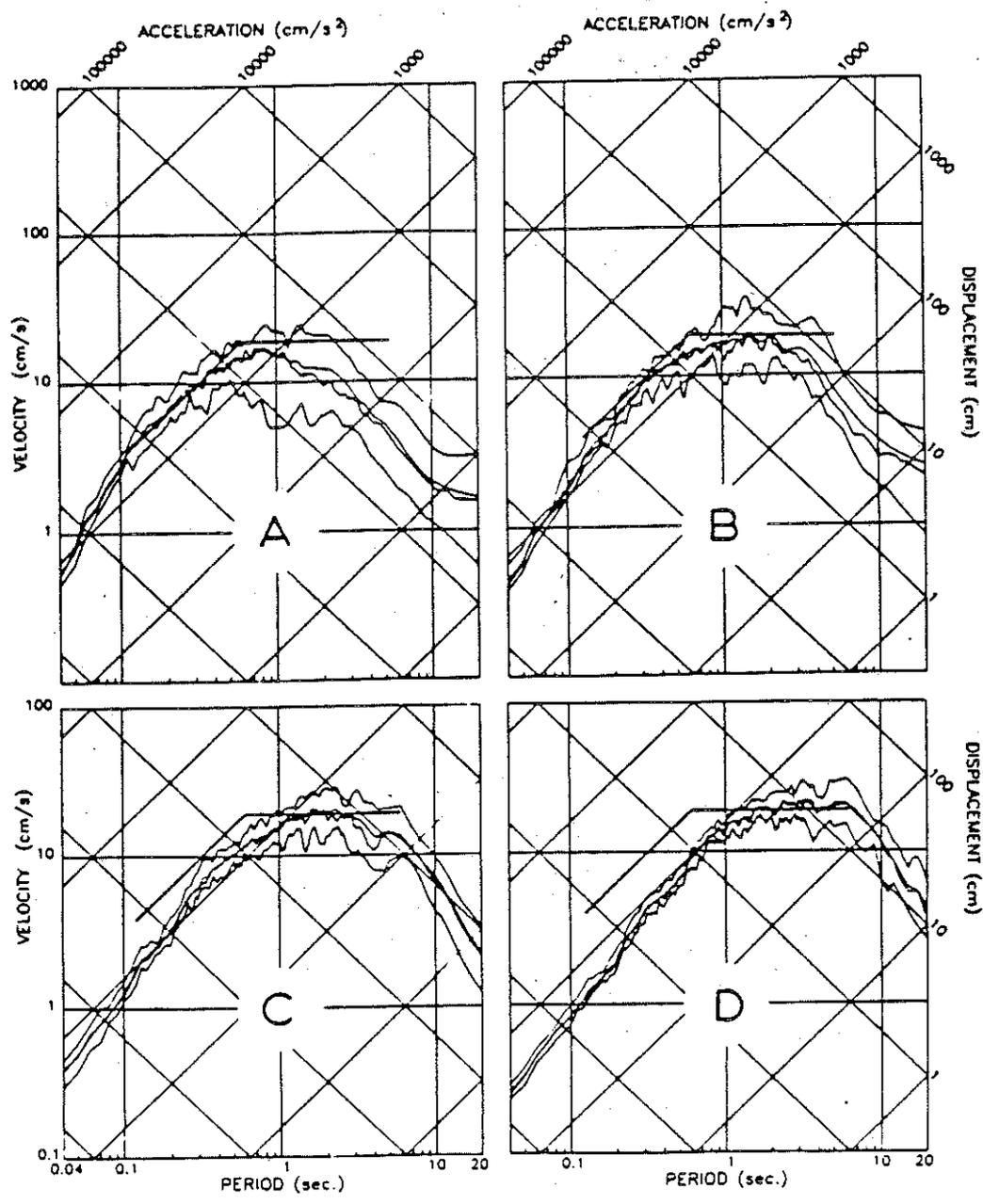


Figura 2: Espectros de resposta estatísticos das acções sísmicas actuantes, quantilhos de 5%, 50%, 95% e valor médio.