Dimensionamento sísmico de um edifício de betão armado por cálculo da capacidade real

Luís Miguel Varela Maneta

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor António José da Silva Costa

Maio de 2017

Agradecimentos

Gostaria de agradecer ao orientador, Professor Luís Guerreiro, pela disponibilidade e ajuda na realização da presente dissertação.

Aos amigos e familia pelo apoio que prestaram.

Resumo

Tradicionalmente o cálculo sísmico de estruturas é baseado em forças reduzidas por um coeficiente, que pretende ter em conta a resposta não linear, e com recurso à análise modal por espectro resposta (análise linear). A limitação deste processo de cálculo está em perceber o que sucede quando os elementos estruturais começam a entrar em cedência.

Surgem assim os métodos baseados em análise estática não linear, que permitem estimar a resistência e a capacidade de deformação. A análise tem em conta as características não lineares dos materiais que constituem os elementos estruturais e a redistribuição dos esforços que ocorrem quando as regiões críticas entram em regime não linear.

Neste trabalho foi modelado um edifício em betão armado por análise linear e dimensionado por capacidade real. Posteriormente realizou-se uma análise estática não linear e foram comparados os resultados dos dois métodos.

Palavras chave: capacidade real, análise estática não linear, comportamento não linear de estruturas, método N2, engenharia sísmica, estrutura de betão armado

Abstract

Traditionally the seismic design of structures is based on forces reduced by a factor, which intends to consider the non-linear demands, and using response spectrum analysis (linear analysis). The limitation of this design process is in realizing what happens when the structural elements begin to yield.

Thus, methods based on nonlinear static analysis, which allow the estimation of the resistance and the deformation capacity. These methods considering the nonlinear characteristics of the materials that constitute the structural elements and the redistribution of the forces that occur when critical zones begin to yield.

In this work, a reinforced concrete building was modeled by linear analysis and designed by capacity design method. Subsequently a non-linear static analysis was performed and the results of the two methods were compared.

Keywords: capacity design, nonlinear static analysis, nonlinear structural behavior, N2 method, earthquake engineering, reinforced concrete building

INDICE

Lista de Tabelas

Lista de Figuras

Lista de símbolos

$a_{g,R}$ - aceleração de referência de pico à superfície de um terreno tipo A

a_g- valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A

A_{sw} – área da armadura de esforço transverso

α - fator de eficácia global do confinamento

CP- *Collapse Prevention*

η – fator de correção do amortecimento viscoso

d_{bl} – diâmetro médio da armadura longintudinal

d^*_y – deslocamento de cedência

d^*_{et} – deslocamento-alvo elástico de um sistema SDOF

d_r – deslocamento relativo entre pisos

μ – ductilidade

E^*_m – energia de deformação

E_c – modulo de elasticidade do betão

$\varepsilon_{c2,c}$ -valor da extensão do betão confinado para a tensão máxima

ε_{c2} – valor da extensão do betão para a tensão máxima

$\varepsilon_{cu2,c}$ – extensão última do betão confinado

ε_{cu2} – extensão última do betão não confinado

ε_{sh} – extensão limite do aço no patamar de cedência

ε_{su} – extensão ultima do aço

ε_y- extensão de cedência

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

$f_{ck,c}$ – valor característico da tensão de rotura do betão confinado à compressão aos 28 dias de idade

F^*_Y – força de cedência

f_y – tensão de cedência da armadura

f_u – tensão última

h – altura do piso

h_w – altura da parede de betão

IO – *Immediate Occupancy*

L_p – comprimento da rótula plástica

LS – *Live Safety*

m^* - massa do sistema SDOF equivalente

φ – curvatura

M_p – momento plástico

M_u – momento último

M_y – momento de cedência

MDOF – sistema de múltiplos graus de liberdade

N – força axial

NC – Near Colapse

r - fator de participação

SDOF – sistema de um grau de liberdade

S_{ae} – aceleração espectral elástica

S_{de} – deslocamento espectral elástico

T* - período de retorno

V_b – força de corte na base

V_{sd} – valor de cálculo do esforço transverso

V_{rd} – valor resistente do esforço transverso

v – esforço normal reduzido

1. Introdução

1.1 Motivação

Os sismos induzem deslocamentos às estruturas, se a resposta for elástica as forças geradas estão diretamente relacionadas com a sua rigidez. Para sistemas inelásticos a resposta aos deslocamentos impostos é mais complexa de ser simulada, existindo uma interdependência entre deformações inelásticas e forças. O comportamento inelástico permite explorar a ductilidade da estrutura na resposta à ação sísmica, fazendo com que as forças induzidas sejam menores.

Os esforços sísmicos gerados ao dimensionar estruturas para que respondam em regime elástico são demasiado elevados, não sendo economicamente justificável tendo em conta a muito baixa probabilidade anual de ocorrência. Isto implica que é aceite que aconteçam danos, mas não o colapso. Como consequência, é desejável a necessidade de explorar a capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais, e conceber estruturas que possuam ductilidade suficiente para suportar as deformações inelásticas sem que exista perda significativa de resistência, podendo assim sobreviver ao sismo e ser economicamente viável a sua reparação.

Percebe-se assim a importância da ductilidade na resposta da estrutura, mas para que as estruturas apresentem um bom desempenho durante a ação dos sismos não basta apresentarem ductilidade inicial, é necessário garantir que essa ductilidade se mantenha durante os ciclos de deformação mantendo assim a resistência sem perdas significativas.

O comportamento da estrutura é condicionado pelo desempenho em regime não linear dos seus elementos e dos materiais que a constituem. O aço e o betão apresentam comportamentos diferentes no que se refere à ductilidade, existindo formas de ultrapassar as características de comportamento menos dúctil do betão, nomeadamente recorrendo a elementos de cintagem que consigam conferir capacidade de confinamento ao núcleo de betão.

A regulamentação que tem sido desenvolvida nas últimas duas décadas por todo o mundo considera de forma mais explicita o controlo de danos, e permite melhorar a previsão sobre o comportamento de estruturas, encorajando a capacidade de explorar a ductilidade. O conceito de dimensionamento por capacidade real, *capacity design*, tem vindo a ser implementado e trata-se de uma forma mais racional de conceber estruturas resistentes a sismos. Este método consiste em estabelecer uma hierarquia de resistência, obrigando a que os elementos verticais tenham resistência superior às vigas adjacentes, disponibilizando regras para uma pormenorização correta das zonas onde potencialmente se desenvolvem as deformações inelásticas, tirando assim partido da ductilidade local e evitando modos de rotura frágil. Assim, os elementos estruturais que apresentem comportamento frágil deverão ser dimensionados para permanecer em regime elástico durante a ocorrência de um sismo, com base nos esforços gerados pela mobilização da capacidade resistente dos elementos com capacidade de deformação inelástica.

O procedimento mais usual de cálculo sísmico de estruturas é baseado em forças reduzidas por um coeficiente, que pretende ter em conta a resposta não linear, e com recurso à análise modal por

espectro resposta (análise linear). Desta forma tenta simular-se o comportamento das estruturas aos sismos, que em grande maioria se dá em regime não linear. É aceite pela comunidade cientifica e por engenheiros que este método contém algumas indefinições e que é insuficiente para conseguir avaliar o desempenho das estruturas, já que não permite perceber o que sucede quando os elementos estruturais começam a entrar em cedência.

Surgem assim os métodos baseados na análise estática não linear, que permitem estimar a resistência e a capacidade de deformação e comparar com as imposições correspondentes a cada nível de desempenho. De forma geral, estes procedimentos utilizam um sistema de um único grau de liberdade (SDOF) equivalente para representar um sistema de vários graus de liberdade (MDOF), e por um espectro de resposta que representa a ação sísmica. A análise tem em conta as características não lineares dos materiais que constituem os elementos estruturais e a redistribuição dos esforços que ocorrem quando as regiões críticas entram em regime não linear. É possível através da utilização destes métodos observar a evolução da fase plástica das secções nas zonas críticas e avaliar a capacidade de deformação disponível. Apesar de não serem métodos de dimensionamento por natureza, constituem um completamento importante de apoio aos métodos de análise linear.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos que orientaram a presente a dissertação foram:

(i) Análise e dimensionamento sísmico de um edifício de betão armado
(ii) Aplicação do método de dimensionamento por capacidade real
(iii) Estudo do comportamento não linear dos materiais e dos elementos estruturais
(iv) Modelação não linear de um edifício de betão armado
(v) Aplicação da análise *pushover*
(vi) Aplicação dos métodos baseados na análise estática não linear, método N2, método CSM
(vii) Avaliação de desempenho de um edifício em betão armado

1.3 Organização do documento

A dissertação está organizada em cinco capítulos:

O presente capitulo destina-se a dar uma breve visão geral sobre a análise sísmica em edifícios de betão armado, abordando de forma introdutória as diferentes temáticas que a constituem e que serviram de motivação à elaboração da dissertação. São descritos os objetivos principais do trabalho e sua organização no documento.

O Capitulo 2 apresenta uma descrição das técnicas de análise não linear aplicadas à engenharia sísmica, análise *pushover*, bem como os principais métodos que se baseiam nessas técnicas e que estão incluídos na regulamentação europeia e americana.

O Capitulo 3 apresenta os métodos e conceitos utilizados na elaboração da análise e dimensionamento do edifício em estudo. É abordado o comportamento não linear das estruturas de betão armado, em particular as características não lineares dos materiais que as constituem, e o comportamento físico das zonas onde ocorrem as deformações inelásticas (rótulas plásticas). É apresentado o método de dimensionamento por capacidade real e as técnicas de dimensionamento pelo Eurocódigo 8.

O Capitulo 4 apresenta o estudo do comportamento sísmico de um edifício em betão armado. É elaborada uma análise modal por espectro de resposta, avaliado o seu comportamento dinâmico, caracterizado o seu sistema estrutural e são seguidos os requisitos do Eurocódigo 8 para verificação da limitação de danos. É aplicado o método da capacidade real para o dimensionamento de zonas críticas em vigas, pilares e paredes. Procede-se à modelação espacial não linear do edifício, com a determinação das curvas de capacidade, são utilizados dois métodos baseados na análise não linear para determinar os deslocamentos máximos, e é efetuada a avaliação de desempenho da estrutura.

O Capitulo 5 apresenta as principais conclusões do trabalho e uma abordagem a futuros estudos

2. Análise estática não linear

2.1 Introdução

Tradicionalmente o cálculo sísmico de estruturas é baseado em forças, onde a resistência dos elementos estruturais é determinada em função dos esforços que se desenvolvem pela ação sísmica. A verificação da capacidade de deformação não é valorizada, constituindo a principal preocupação dotar a estrutura de resistência.

Devido à característica dos elementos estruturais se poderem deformarem inelasticamente, as estruturas são dimensionadas para esforços sísmicos inferiores aos que seriam obtidos por análise elástica. Esta consideração é possível utilizando a aproximação de "deslocamentos iguais", ou seja, são muito próximos os deslocamentos máximos de um sistema elástico e de um sistema não elástico, com a mesma rigidez inicial e a mesma massa (aproximação valida para um alargado intervalo de valores do período próprio da estrutura), Figura 2.1.

A aproximação de deslocamentos iguais para um comportamento força-deslocamento elásto-plástico perfeito implica que:

$$\mu_\Delta = q \tag{2.1}$$

em que μ_Δ representa a ductilidade em deslocamento, determinada pela relação entre o deslocamento último e o deslocamento de cedência. Sendo q o fator de redução de força, determinado pela relação entre a força em resposta elástica e a força de cedência (no caso da Figura 2.1 representada como a força de corte na base):

$$q = \frac{V_e}{V_b} \tag{2.2}$$

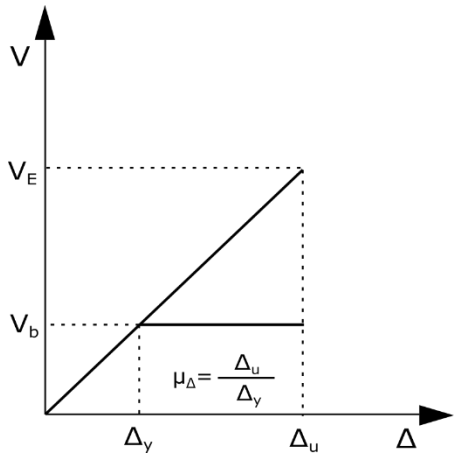


Figura 2.1- Aproximação de deslocamentos iguais, adaptado [Priestley,2000]

Deste modo, o fator de redução de força (coeficiente de comportamento) é implicitamente definido pela ductilidade da estrutura.

Priestley [2000] faz referência à complexidade em determinar a ductilidade de estruturas de betão armado por estar dependente de vários fatores, incluindo o nível de esforço axial, percentagem de armadura, geometria dos elementos estruturais e condições de fundação. Consequentemente, atribuir um fator de redução de força em função de uma característica da estrutura que não é fácil de estimar, condiciona a previsibilidade do seu comportamento.

No cálculo sísmico baseado em forças, o desempenho da estrutura depende da resistência global, e como consequência dependente do valor arbitrário do fator de redução de força adotado. A diferença de valores máximos do fator de redução de forças considerados pela regulamentação dos diferentes países permite perceber que só com base na resistência é difícil conseguir prever o desempenho de estruturas.

Outras insuficiências associadas à metodologia baseada em forças, no cálculo e dimensionado de estruturas em betão armado sujeitas a ações sísmicas, são identificados por Pristley [2003]:

- O valor da rigidez inicial, que depende da armadura de reforço e do esforço axial, e a sua degradação durante o sismo são mal estimados. Existem alguns regulamentos que consideram a contribuição da secção total dos elementos estruturais para a rigidez, (o que mesmo na resposta em regime elástico parece ser uma má aproximação), e outros regulamentos em que a rigidez é reduzida para representar o efeito da fendilhação. O valor estimado da rigidez tem efeito na determinação dos esforços e nos deslocamentos da estrutura.
- A análise dinâmica linear utiliza a combinação modal para obter a resposta da estrutura, mas esta combinação produz esforços que não estão em equilíbrio.

O comportamento de estruturas sujeitas a sismos de moderada a grande magnitude é na maior parte governado pela capacidade de deformação em regime não elástico, pelo que a sua avaliação deve ser feita com base nos deslocamentos induzidos, em vez do tradicional cálculo da resistência por esforços produzidos por ação sísmica. Tendo como ideia-chave este principio, surgiu recentemente uma nova filosofia de cálculo e dimensionamento baseada em deslocamentos e controlo de deformações em zonas críticas, que aborda de forma mais racional o comportamento não linear das estruturas sujeitas a ações sísmicas.

2.2 Avaliação de desempenho em engenharia sísmica

Reconhecida a necessidade de modificar algumas metodologias implementadas nas regulamentações, tem sido desenvolvida uma nova geração de procedimentos baseados na avaliação de desempenho, que considera de forma mais explicita o controlo de danos, permitindo melhorar a previsão sobre o comportamento de estruturas, conhecendo mais realisticamente os

fatores de risco e as perdas económicas associadas que podem ocorrer em futuros sismos. A ideia-base é conjugar os níveis de desempenho e os níveis de sismicidade esperados.

Com o objetivo de proporcionar um conjunto de regras e procedimentos que permitam avaliar o desempenho sísmico de edifícios têm sido produzidos vários documentos. Um deles, intitulado *Vision 2000* [SEAOC,1995] elaborado pela *Strutural Engineers Association of California*, sugere que os objetivos da avaliação de desempenho devem ser definidos tendo em conta três fatores: danos estruturais, perda de vidas e perdas económicas. O mesmo documento define quatro níveis de desempenho e quatro níveis de ocorrência sísmica. Os níveis de desempenho são designados de:

- Operacionalidade Total, *Fully Operational*: a infraestrutura continua operacional com danos mínimos.
- Operacional, *Operational*: sem danos significativos na estrutura, elementos não estruturais estão seguros e a maioria continua em funcionamento.
- Salvaguarda de Vidas, *Life Safe*: danos moderados nos elementos estruturais, a estrutura permanece estável. O edifício deve ser evacuado após o sismo. A recuperação é possível, mas muitas vezes inviável economicamente.
- Prevenção de Colapso, *Near Colapse*: danos severos, estrutura próxima do colapso.

Os níveis de ocorrência sísmica estão relacionados com a probabilidade de excedência anual e diferem de acordo com a zona sísmica.

A Figura 2.2 mostra a relação entre os níveis de desempenho com os do nível de ocorrência sísmica, definindo os objetivos de desempenho. A linha diagonal representa os critérios de projeto em função da importância da infraestrutura, recomendado em *Vision2000* [SEAOC,1995].

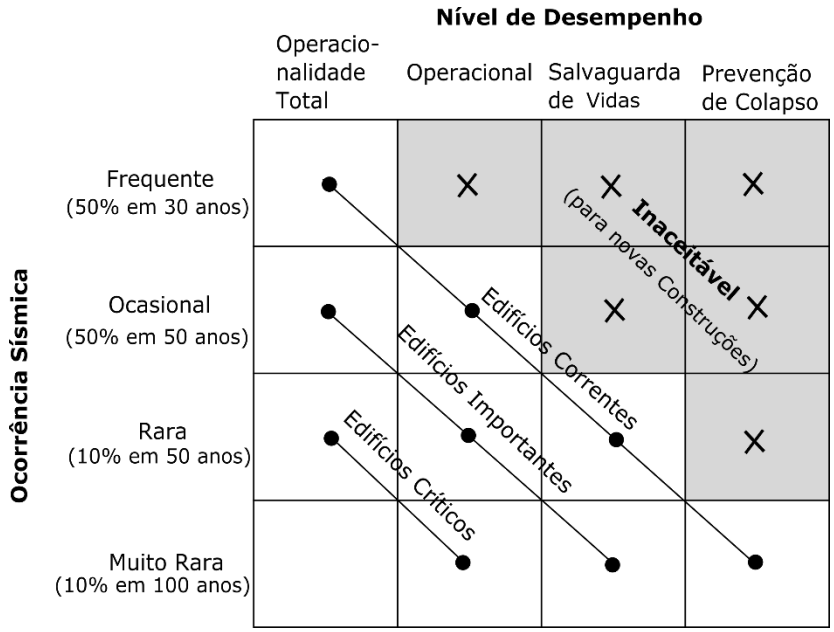


Figura 2.2- Objetivos de desempenho recomendados em *Vision2000* [SEAOC,1995]

Estes níveis de desempenho necessitam ser quantificados com parâmetros de resposta da estrutura, tais como, deslocamento global, deslocamento relativo entre pisos ou esforço de corte ao nível dos pisos. Para estruturas de edifícios em betão armado é aceite que os valores de 0.2%, 0.5%, 1.5%, 2.5% de deslocamento relativo entre pisos sirvam de estimativa limite para os níveis de desempenho operacionalidade total, operacional, salvaguarda de vidas, prevenção de colapso, respetivamente.

O processo analítico ideal para avaliar o desempenho de estruturas sujeitas à ação sísmica deverá ser baseado no comportamento dinâmico não linear, no entanto uma análise com essas características é muito complexa e morosa, pouco compatível com a aplicação prática em engenharia. Surgem assim os procedimentos estáticos não lineares como uma ferramenta alternativa simples que permite avaliar o comportamento não linear da estrutura e caracterizar o seu desempenho. De forma geral, estes procedimentos utilizam um sistema de um único grau de liberdade (SDOF) equivalente para representar um sistema de vários graus de liberdade (MDOF), e por um espectro de resposta que representa a ação sísmica.

2.3 Análise *pushover*

O inicio da utilização da análise estática não linear, ou análise *pushover*, data da década de setenta, mas só nos últimos vinte anos tem ganho destaque entre engenheiros e investigadores, por ser um método relativamente simples que permite avaliar o complexo problema associado ao comportamento das estruturas sujeitas a regime não linear como resposta à ação sísmica.

O propósito da análise *pushover* é avaliar o desempenho do sistema estrutural, permitindo estimar a resistência e a capacidade de deformação e comparando-as com as imposições correspondentes a cada nível de desempenho. A análise tem em conta as características não lineares dos materiais que constituem os elementos estruturais e a redistribuição dos esforços que ocorrem quando as regiões críticas entram em cedência.

É possível através da utilização deste método obter informações sobre varias características da resposta da estrutura, que as análises elásticas (estática e dinâmica) não disponibilizam [Krawinkler e Seneviratna,1998]:

- Determinação mais realista dos esforços em regiões de comportamento potencialmente frágil, tais como esforços axiais e de corte em vigas, pilares e paredes.
- Estimar deformações em elementos que respondem em regime não linear, ao dissipar a energia transmitida pelo movimento do terreno.
- Consequências da deterioração da resistência dos elementos no comportamento do sistema estrutural.
- Identificação das regiões críticas onde as deformações inelásticas são maiores e que requerem especial atenção de pormenorização.
- Identificação das descontinuidades resistentes em planta e em altura que provocam alterações nas características dinâmicas em regime não linear.

- Estimar os valores dos deslocamentos entre pisos e dessa forma controlar os danos em elementos não estruturais e avaliar a contribuição no efeito P-Δ.

2.3.1 Descrição do procedimento

O procedimento consiste em aplicar monotonicamente uma força lateral incremental e invariante na sua forma (ou adaptativa) à estrutura, até um pré-determinado valor de deslocamento ou até provocar o colapso da estrutura. Esta distribuição de forças laterais deve aproximar-se às forças de inércia que se desenvolvem durante o sismo. A análise deve incluir a presença das cargas gravíticas. Deste modo cada ponto da curva de capacidade (Figura 2.3) representa a situação de equilíbrio estático da estrutura para um valor de corte na base *V* em função do deslocamento de topo de um nó de controlo, dando assim informação sobre a resistência global e a capacidade de deformação da estrutura.

A análise *pushover* é baseada no pressuposto de que a resposta da estrutura está relacionada com a resposta de um sistema de um grau de liberdade (SDOF), o que implica que a estrutura é controlada por um único modo de vibração constante ao longo do processo. Não sendo um pressuposto rigoroso, alguns estudos [Fajfar e Fischinger 1989, Miranda 1991] indicam que é possível prever desta forma a resposta máxima de um sistema de vários graus de liberdade (MDOF), quando governado pela resposta de um único modo.

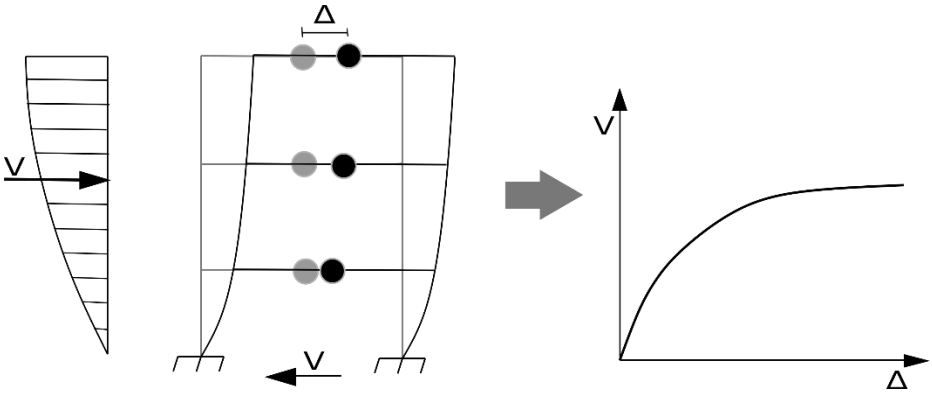


Figura 2.3- Curva de capacidade

Existem varias considerações que são tomadas na análise *pushover* que afetam a precisão dos resultados, nomeadamente a escolha do tipo de distribuição de forças laterais.

2.3.1.1 Forças laterais na análise convencional

A análise *pushover* convencional consiste em aplicar uma distribuição de forças laterais que é incrementada ao longo da análise, mas mantem invariante a sua forma.

A utilização de forças laterais invariantes baseia-se no pressuposto que a distribuição das forças de inércia permanece constante ao longo da duração do sismo e a deformação máxima obtida por ação

das forças invariantes é aproximada à esperada pela ação sísmica. Este pressuposto é próximo do comportamento de estruturas que sejam dominadas por um único modo de vibração, mas é impreciso em estruturas onde o efeito dos modos superiores é importante na resposta da estrutura.

O recurso a uma única distribuição de forças laterais é insuficiente para conseguir simular as variações do comportamento estrutural que ocorrem durante a ação sísmica, devendo no mínimo utilizar-se duas distribuições diferentes. O Eurocódigo 8 [CEN, 2004a] sugere a utilização de dois tipos de distribuições, uma "uniforme" onde as forças laterais são proporcionais à massa de cada piso, ao longo da altura do edifício; e uma distribuição "modal" em que as forças são proporcionais à amplitude do modo fundamental e à massa em cada piso. É também comum recorrer-se a uma distribuição "triangular invertida" onde as forças aumentam linearmente em altura, de forma a aproximarem-se ao 1º modo de uma estrutura regular em pórtico.

2.3.1.2 Forças laterais na análise adaptativa

Nenhuma das distribuições invariantes referidas anteriormente tem em conta a redistribuição de forças de inércia que ocorrem com a degradação de rigidez e consequente alteração das características dinâmicas, fato que motivou o desenvolvimento de uma nova classe de procedimentos em que a distribuição de forças (ou deslocamentos) é reajustada em cada passo da análise, por forma a considerar a progressiva alteração de rigidez da estrutura.

Vários investigadores têm proposto procedimentos com base em distribuição de forças adaptativas. Bracci [Bracci *et al*.,1997] foi dos primeiros a introduzir a utilização de uma distribuição totalmente adaptativa. A análise começa por assumir uma distribuição inicial de forças, normalmente triangular invertida, e cada incremento de forças é calculado com base no valor da resistência de corte do piso obtido no incremento anterior:

$$\Delta F_i^{j+1} = V^j \left(\frac{F_i^j}{V^j} - \frac{F_i^{j-1}}{V^{j-1}} \right) + \Delta P^{j+1} \left(\frac{F_i^j}{V^j} \right) \tag{2.3}$$

onde i representa o número do piso, j o passo do incremento, V^j é o corte na base no passo j, F_i^j é a força aplicada no piso i no passo j e ΔP^{j+1} é o incremento de corte na base no passo $j+1$

Um procedimento de análise adaptativo baseado em deslocamentos foi proposto por Antoniou e Pinho [2004], chamado de *Displacement-based Adaptive Pushover* (DAP). Consiste na atualização em cada incremento da distribuição de deslocamentos de acordo com as propriedades dinâmicas da estrutura. A distribuição é obtida pela combinação apropriada da contribuição dos diferentes modos de vibração. Este procedimento compõe uma parte do método desenvolvido por Casarotti e Pinho [2007], *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM), na determinação da curva de capacidade.

2.3.1.3 Deslocamento-Alvo

O deslocamento-alvo deve estimar o deslocamento global da estrutura no decorrer do sismo, geralmente é referenciado ao nó localizado no centro de massa do último piso.

A ação sísmica é usualmente representada por um espectro de resposta elástico, pelo que a sua resposta inelástica não pode ser calculada diretamente, é necessário ter em conta os efeitos na resposta em regime não linear que modificam a amplitude dos deslocamentos. Existem diferentes métodos que incorporam estas modificações para calcular o deslocamento-alvo, ou utilizando espectros inelásticos ou baseados na linearização equivalente. Alguns dos principais métodos serão abordados mais adiante em detalhe (§ 2.4).

2.3.2 Limitações da análise *pushover*

Por se tratar de um método que se baseia numa análise de natureza estática que pretende representar um comportamento dinâmico, sofre de algumas limitações. Não é possível realizar uma análise com boa aproximação em estruturas altas, onde a resposta é influenciada por modos de vibração mais elevados. Outra limitação é a dificuldade na escolha do tipo de carregamento lateral que melhor se aproxime da distribuição das forças de inércia que se desenvolvem durante o sismo, que é função da intensidade do sismo e da sua variação no tempo e também das alterações da contribuição dos diferentes modos para a resposta da estrutura, consequência da degradação da rigidez e alongamento do período provocado pela progressiva acumulação do dano na estrutura. A dificuldade em conseguir simular adequadamente o comportamento de torção de edifícios irregulares é outra limitação que tem sido motivo de vasta investigação nos últimos anos.

2.4 Métodos baseados na análise *pushover*

Os procedimentos estáticos não lineares apresentam-se como um atrativo instrumento de análise devido à sua simples utilização e também por permitirem a visualização gráfica da resposta da estrutura, relacionando a capacidade da estrutura resultante da análise *pushover*, com a resposta sísmica associada a um nó de controlo da estrutura.

2.4.1 Método N2

Baseado na ideia do modelo “Q-model” desenvolvido por Salidi e Sozen [1981], o método N2 tem origem em meados da década de oitenta [Fajfar e Fischinger 1987, Fajfar e Fischinger 1989]. Tem sido gradualmente desenvolvido e em 1999 foi formulado no formato de espectro de resposta aceleração-deslocamento (ADRS) [Fajfar,1999], permitindo a visualização simultânea da ação sísmica e da capacidade da estrutura. Mais recentemente foi estendido o método ao comportamento torsional de edifícios irregulares [Fajfar *et al.*,2005a].

O método N2, incluindo no Eurocódigo 8-parte 1-anexo B [CEN, 2004a], consiste na definição da capacidade da estrutura obtida por análise *pushover*, adaptada a um sistema SDOF equivalente, idealizado bilinear, em que a resposta sísmica é determinada por um espectro de resposta não elástico. A transformação de deslocamentos e forças do sistema SDOF equivalente para o modelo da estrutura MDOF, e vice-versa, é feito por um fator de transformação Γ, baseado no pressuposto da aplicação de distribuições de forças invariantes ao longo do processo. O deslocamento-alvo é determinado recorrendo à regra de deslocamentos iguais para o deslocamento correspondente ao período do sistema SDOF e transformado para o sistema MDOF.

O método é descrito em detalhe nos passos seguintes [Fajfar, 2000]:

Passo 1: Dados

Modelação da estrutura MDOF tendo em conta as características não elásticas dos elementos estruturais nas zonas críticas.

Utilização do especto de resposta de acelerações elástico, considerando o coeficiente de amortecimento.

Passo 2: Espectro de resposta no formato ADRS

Determinar o espectro de resposta no formato ADRS. Para um sistema SDOF elástico utiliza-se a seguinte expressão:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{2.4}$$

Onde S_{ae} e S_{de}, são respetivamente os valores do espectro de resposta elástico de acelerações e deslocamento, para um determinado valor do período *T* e considerando fixo o coeficiente de amortecimento.

A figura 2.4a mostra um exemplo de um espectro de resposta elástico de acelerações para um coeficiente de amortecimento de 5%, e o correspondente espectro de resposta elástico de deslocamento. Na figura 2.4b encontra-se a conjugação dos dois espectros no formato aceleração-deslocamento (ADRS).

Para um sistema SDOF não elástico com relação bilinear força-deslocamento, o espectro de aceleração (S_a) e espectro de deslocamento (S_d) pode ser determinado como:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{2.5}$$

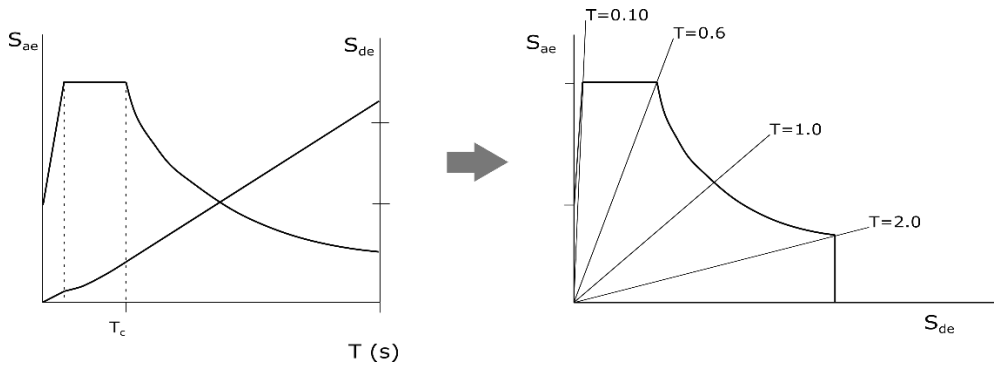
$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{2.6}$$

Onde μ é o fator de ductilidade, definido como a relação entre o deslocamento máximo e o deslocamento de cedência, e R_μ é o fator de redução devido à ductilidade, correspondente à relação entre aceleração elástica e inelástica, que tem os seguintes valores:

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1 \qquad T < T_C \tag{2.7}$$

$$R_\mu = \mu \qquad T \geq T_C \tag{2.8}$$

Em que T_C representa o período característico, definido como o valor do período correspondente à transição entre o trecho de acelerações constantes e de velocidades constantes no espectro de resposta.



a) Formato tradicional b) Formato ADRS

Figura 2.4- Espectro de resposta a) elástico e de deslocamento no formato tradicional. b) no formato ADRS, adaptado [Fajfar,2000]

Com base no espectro elástico no formato ADRS da Figura 2.4b) e utilizando as equações 2.5 até 2.8, é possível obter o espectro de resposta para cada fator de ductilidade μ , de acordo com a Figura 2.5.

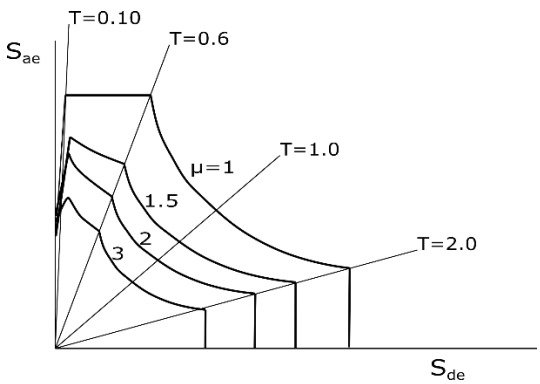


Figura 2.5- Espectro de resposta para valores constantes de ductilidade

Passo 3: Análise *pushover*

Executa-se a análise *pushover* aplicando uma distribuição apropriada de forças laterais convencional, não adaptativa. O Eurocódigo 8 recomenda a utilização de pelo menos duas distribuições de forças diferentes, uma proporcional ao modo fundamental e outra distribuição uniforme.

No método N2, o vetor das forças laterais $\{F\}$ é determinado como:

$$\{F\} = p\{\Psi\} = p[M]\{\Phi\} \tag{2.9}$$

Em que $\{\Psi\}$ é o vetor de distribuição das forças laterais, $[M]$ é a matriz de massa, p é um fator de proporcionalidade da intensidade das forças laterais, e $\{\Phi\}$ o vetor da configuração de deslocamentos.

A força lateral aplicada ao nível do piso genérico *i* é proporcional à componente do deslocamento Φ_i e à massa do piso m_i

$$F_i = pm_i\Phi_i \tag{2.10}$$

Da análise *pushover* obtém-se a curva de capacidade para um sistema MDOF, relacionando o corte na base com o valor do deslocamento do centro de massa na cobertura.

Passo 4: Transformação da estrutura num sistema SDOF equivalente

Considerando apenas os graus de liberdade associados à direção de translação lateral, a equação de movimento para um sistema MDOF, sem a parcela relativa ao amortecimento:

$$[M]\{\ddot{U}\} + \{R\} = [M]\{1\}a \tag{2.11}$$

Em que $\{\ddot{U}\}$ é o vetor da aceleração, $[M]$ é a matiz de massa, $\{R\}$ é o vetor dos esforços, $\{1\}$ é o vetor unitário e a representa a aceleração na base.

Assumindo constante ao longo da análise a configuração dos deslocamentos, o vetor de deslocamentos é definido como:

$$\{U\} = \{\Phi\}d_n \tag{2.12}$$

Onde d_n representa o deslocamento na cobertura. $\{\Phi\}$ é normalizado por forma a que o deslocamento na cobertura seja igual a 1.

Os esforços internos são estaticamente iguais às forças externas aplicadas:

$$\{F\} = \{R\} \tag{2.13}$$

Introduzindo as equações 2.9, 2.12 e 2.13 na equação 2.11 e multiplicando por $\{\Phi\}^T$, obtém-se:

$$\{\Phi\}^T[M]\{\Phi\}\ddot{d}_n + \{\Phi\}^T[M]\{\Phi\}p = \{\Phi\}^T[M]\{1\}a \tag{2.14}$$

A equação de movimento para um sistema SDOF equivalente:

$$m^* \ddot{d}^* + F^* = m^* a \tag{2.15}$$

Onde m^* representa a massa equivalente:

$$m^* = \{\Phi\}^T [M]\{1\} = \sum m_i \, \Phi_i \tag{2.16}$$

Os deslocamentos d^* e forças F^* do sistema SDOF equivalente são obtidos:

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \tag{2.17}$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \tag{2.18}$$

Em que F_b é o corte na base do modelo MDOF, obtido pela seguinte expressão:

$$F_b = \sum F_i = \{\Phi\}^T [M]\{1\} p = p \sum m_i \, \Phi_i = p m^* \tag{2.19}$$

O fator de transformação, também chamado de fator de participação modal é obtido pela expressão seguinte:

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T [M]\{1\}}{\{\Phi\}^T [M]\{\Phi\}} = \frac{\sum m_i \, \Phi_i}{\sum m_i \, \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \, \Phi_i^2} \tag{2.20}$$

A constante Γ transforma um sistema MDOF num sistema SDOF equivalente, e vice-versa, transformando deslocamentos (equação 2.17) e forças (equação 2.18). Desta forma a relação força-deslocamento determinada para um sistema MDOF é também aplicada ao sistema SDOF equivalente, dividindo as forças e o deslocamento pelo fator Γ.

O Eurocódigo 8 apresenta uma relação bilinear idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica. O tramo horizontal corresponde ao valor máximo de aceleração do sistema SDOF e a rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de forma a que as áreas sob as curvas força-deslocamento reais e idealizado sejam iguais, Figura 2.6.

Com base nesse principio é possível determinar o deslocamento no limite de plasticidade do sistema SDOF idealizado, ${d^*}_y$:

$${d^*}_y = 2\left({d^*}_m - \frac{{E^*}_m}{{F^*}_y}\right) \tag{2.21}$$

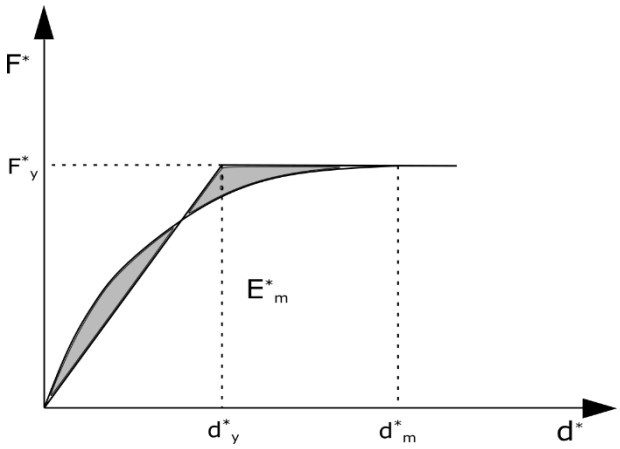


Figura 2.6- Relação idealizada força-deslocamento elasto-plástica perfeita

O período elástico do sistema SDOF equivalente com relação bilinear força-deslocamento pode ser determinado como:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \tag{2.22}$$

O valor da aceleração no especto ADRS é obtido dividindo o valor da força do diagrama (F^*-d^*) pela massa equivalente:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{2.23}$$

<u>Passo 5: Espectro de resposta para o sistema SDOF equivalente</u>

De acordo com o EC8 [CEN,2004a],o deslocamento-alvo da estrutura com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado é obtido por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2 \tag{2.24}$$

Onde $S_e(T^*)$ é o valor do espectro de resposta elástico de aceleração para o período T^*.

A determinação do deslocamento-alvo d_t^*, difere em função da relação do período T^* com o período critico T_C.

a) $T^* < T_C$ (Períodos curtos)

Se $F_y^*/m^* \geq S_e\,(T^*)$, a resposta é elástica e como tal:

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{2.25}$$

Se $F_y^*/m^* \leq S_e\,(T^*)$, a resposta é não linear:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u}\left[1 + (q_u - 1)\frac{T_c}{T^*}\right] \geq d_{et}^* \tag{2.26}$$

em que q_u é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$, e a aceleração na estrutura com resistência limitada:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \tag{2.27}$$

b) T^* > T_C (Períodos médios e longos)

Aplicando a regra dos deslocamentos iguais:

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{2.28}$$

As Figuras 2.7 e 2.8 mostram a relação entre as diferentes grandezas representadas no sistema de coordenadas aceleração-deslocamento. O período T^* é representado pela linha radial desde a origem até ao ponto do espectro de resposta elástico. Em ambos os casos o espectro de resposta não elástico intersecta o ponto sobre o diagrama de capacidade idealizado bilinear referente ao valor do deslocamento-alvo. Nesse ponto, a ductilidade associada ao espectro de resposta é igual à ductilidade do diagrama de capacidade.

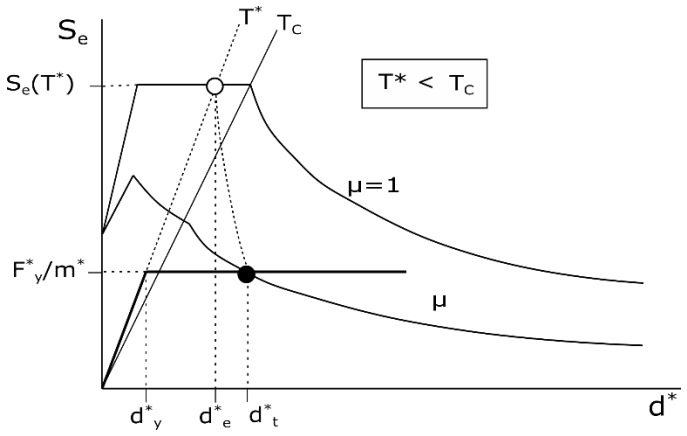


Figura 2.7- Períodos curtos

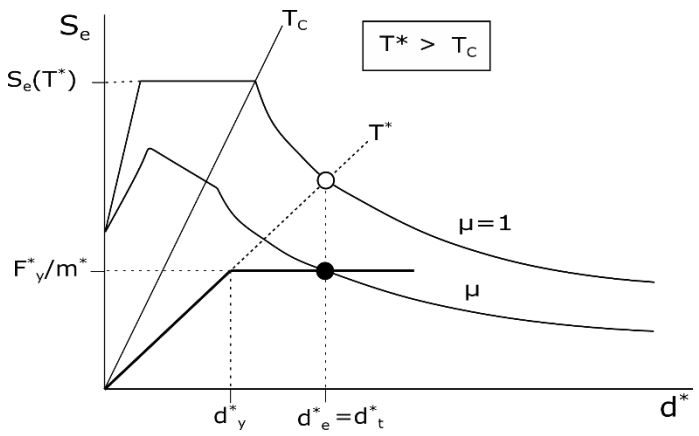


Figura 2.8- Períodos médios e longo

Passo 6: Resposta sísmica global do sistema MDOF

O deslocamento-alvo da estrutura é obtido multiplicando o deslocamento-alvo do sistema SDOF pelo fator de transformação:

$$d_t = \mathrm{r} d_t^* \tag{2.29}$$

Passo 7: Resposta sísmica local do sistema MDOF

O deslocamento entre pisos e a rotação nos nós podem ser determinados recorrendo à curva de capacidade do sistema MDOF (passo nº 3) até se atingir o deslocamento-alvo, e considerar a distribuição da deformação ao longo da estrutura.

Passo 8: Avaliação de desempenho

É feita a avaliação de desempenho comparando a resposta da estrutura determinada no passo anterior, com as exigências de cada nível de desempenho.

2.4.2 – Método de Espectro de Capacidade-*Capacity Spectrum Method* (CSM)

O Método de Espectro de Capacidade (CSM), foi apresentado por Freeman *et al.*[1975] como um instrumento de rápida avaliação sísmica de edifícios. O método ganhou aceitação e popularidade entre investigadores e engenheiros de estruturas, e está incluído no ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* [ATC-40, 1996].

O método consiste em comparar a capacidade da estrutura, no formato de curva de capacidade da análise *pushover*, com o espectro de resposta reduzido, para estimar o deslocamento máximo. Por forma a ter em conta o comportamento não linear da estrutura, são aplicados fatores de redução ao espectro de resposta em função dos valores do coeficiente de amortecimento viscoso efetivo.

O método é descrito nos passos seguintes:

Passo 1: Definição do modelo e análise *pushover*

Definir o modelo MDOF tendo em conta as características não elásticas dos elementos estruturais nas zonas críticas.

Tal como acontece no Método N2, a ação sísmica é definida pelo espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento (ADRS). Para um sistema SDOF elástico utiliza-se a Equação 2.4.

Executa-se a análise *pushover* aplicando uma distribuição de forças laterais convencional, não adaptativa. No método CSM a distribuição de forças lateral é proporcional ao primeiro modo de vibração, ou multimodal. Como resultado da análise obtém-se a curva de capacidade que representa a relação entre o corte na base e o deslocamento do centro de massa da cobertura.

Passo 2: Conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade

A curva de capacidade da estrutura é convertida na curva de um sistema SDOF representada no espectro com formato ADRS. A transformação é feita com recurso às seguintes equações:

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^{N}(w_i/\Phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^{N}(w_i/\Phi_{i1}^2)/g]} \tag{2.30}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^{N}(w_i/\Phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^{N} w_i/g][\sum_{i=1}^{N}(w_i/\Phi_{i1}^2)/g]} \tag{2.31}$$

O método CSM utiliza dois fatores de transformação diferentes para obter a aceleração e deslocamento do espectro de capacidade. A cada ponto da curva de capacidade (V,Δ_{roof}) é calculado o ponto associado (S_a, S_d) do espectro de capacidade, de acordo com as equações 2.32 e 2.33.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \tag{2.32}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \Phi_{roof,1}} \tag{2.33}$$

Em que:

PF_1- fator de participação modal para o primeiro modo

α_1 – coeficiente de massa modal para o primeiro modo

w_i/g – massa do piso i

N – piso N

Φ_{i1} – amplitude do modo 1 no piso i

V- corte na base

W – carga permanente mais parcela de sobrecarga em função da combinação de ações

Δ_{roof} – deslocamento da cobertura

S_a – aceleração espectral

S_d – deslocamento espectral

Passo 3: Representação bilinear do espetro de capacidade

O ATC-40 sugere a construção de uma representação bilinear partindo da escolha de um ponto sobre o espectro de capacidade, mantendo a rigidez inicial do espectro de capacidade e um declive apropriado na região pós-cedência de forma a que as áreas acima e abaixo do diagrama bilinear sejam iguais (conservação da energia dissipada). Existem diversas formas para a escolha desse ponto, constituindo a aproximação de deslocamentos iguais uma boa estimativa, dando assim inicio ao processo iterativo para o cálculo do ponto de desempenho, que será descrito no Passo 5.

Passo 4: Estimativa do amortecimento e fatores de redução espectral

O amortecimento que ocorre nas estruturas quando entram em regime não elástico, pode ser considerado como a combinação de amortecimento viscoso e amortecimento histerético. O amortecimento viscoso é uma propriedade da estrutura enquanto o amortecimento histerético é associado à área interior definida pela relação força-deslocamento durante o movimento cíclico. O amortecimento viscoso equivalente, β_{eq},associado ao deslocamento máximo, d_{pi},é definido como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \tag{2.34}$$

Onde β_0 é o amortecimento histerético que soma aos 5% do amortecimento viscoso. O termo β_0 pode ser calculado pela seguinte expressão [Chopra 2007]:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{So}} \tag{2.35}$$

Onde E_D é a energia dissipada pela estrutura durante um ciclo, ou seja, a área interior de um único ciclo histerético. E_{So}, é a energia máxima de deformação elástica associada ao ciclo de movimento, corresponde à área sombreado do triangulo da figura 2.9. Desta forma β_0, pode ser escrito como:

$$\beta_0 = \frac{0.637\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}} \tag{2.36}$$

Em que:

a_y- aceleração espectral no ponto de cedência

a_{pi}- aceleração espectral máxima

d_y- deslocamento espectral no ponto de cedência

d_{pi}- deslocamento espectral máximo

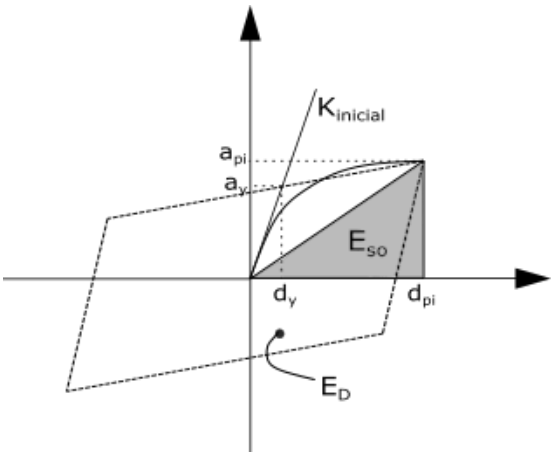


Figura 2.9 – Ciclo histerético, adaptado [ATC-40, 1996]

O ciclo histerético mostrado na Figura 2.9, e que serve de base para o cálculo da Equação 2.36, é uma boa aproximação para estruturas com boa ductilidade e sujeitas a sismos de curta duração. Para adequar o valor do amortecimento viscoso efetivo a estruturas pouco dúcteis e com ciclos histeréticos com área mais reduzida (efeito de *Baushinger* ou efeito de *pinching*), o ATC-40 introduz um fator de modificação, k. Desta forma o amortecimento viscoso efetivo é definido como:

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0.05 \tag{2.37}$$

O fator k depende do comportamento estrutural do edifício e da duração do sismo. O ATC-40 divide em 3 categorias o comportamento estrutural, de acordo com a Tabela 2.1. Tipo A representa um sistema com ciclo histerético “perfeito”, Tipo B representa uma redução moderada na área do ciclo, Tipo C representa um comportamento histerético pobre.

Os fatores de redução espetral são obtidos por:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ln(100\beta_{eq})}{2.12} \tag{2.38}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 041\ln(100\beta_{eq})}{1.65} \tag{2.39}$$

Onde SR_A é o fator de redução espetral a ser aplicado à região de aceleração constante no espectro de resposta elástico, e SR_V é o fator de redução a ser aplicado na região de velocidade constante.

Tabela 2.1- Valores do fator de modificação k, adaptado de [ATC-40,1996]

Tipo de comportamento estrutural	β_0 (percentagem)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Qualquer valor	0.33

Passo 5: Cálculo do ponto de desempenho

Para estimar o deslocamento máximo na estrutura que ocorre durante o sismo é necessário executar um processo iterativo, onde se tenta encontrar o ponto de intersecção entre o espectro de capacidade e o espectro de resposta reduzido, Figura 2.10.

Após a escolha do ponto inicial (a_{pi},d_{pi}) referido no Passo 3, inicia-se o processo iterativo que se apresenta resumidamente nos seguintes passos essenciais: (i) construir uma representação bilinear do espectro de capacidade; (ii) calcular os fatores de redução espectral e traçar o espectro de resposta; (iii) determinar as coordenadas do ponto correspondeste à intersecção do espectro de resposta com o espectro de capacidade; (iv) se o valor do deslocamento determinado estiver no intervalo de tolerância de 5% relativamente ao ponto inicial, então esse será o valor estimado do deslocamento máximo, caso contrário é necessário seguir com o processo iterativo.

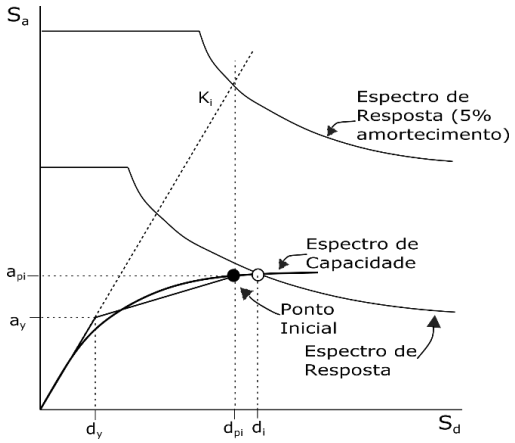


Figura 2.10- Determinação do ponto de desempenho

2.4.3 – Método de Espectro de Capacidade- (CSM)-FEMA 440

O FEMA 440 [ATC-2005], introduz algumas alterações ao método CSM do ATC-40, com base num largo estudo estatístico realizado, utilizando osciladores SDOF com uma variedade de diferentes comportamentos histeréticos.

Após a representação bilinear, de acordo com o CSM-ATC40, deve-se calcular os valores da rigidez pós- cedência, α e a ductilidade, μ.

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \tag{2.40}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \tag{2.41}$$

<u>Amortecimento efetivo</u>

O amortecimento efetivo é calculado usando as seguintes expressões, dependendo do valor de μ e aplicado a qualquer curva, independente do comportamento histérico ou da rigidez pós-cedência.

Para $\mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \tag{2.42}$$

Para $\mu \leq 4.0 \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \tag{2.43}$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2}\right] \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right) + \beta_0 \tag{2.44}$$

em que:

μ- ductilidade

T_{eff} – período efetivo

T_o – período fundamental na direção considerada

<u>Período efetivo</u>

O período efetivo também se aplica a qualquer curva, independente do comportamento histérico ou da rigidez pós-cedência.

Para $\mu < 4.0$

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\} \cdot T_o \tag{2.45}$$

Para $\mu \leq 4.0 \leq 6.5$

$$T_{eff} = \{0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1\} \cdot T_o \tag{2.46}$$

Para $\mu \geq 6.5$

$$T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}-1}\right]+1\right\}\cdot T_o \tag{2.47}$$

Fator de redução espectral da aceleração

A aceleração espetral é ajustada pelo coeficiente de amortecimento $B(\beta_{eff})$:

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - ln \cdot \beta_{eff}(em\ \%)} \tag{2.48}$$

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})} \tag{2.49}$$

Procedimento MADRS

Após reduzir o espectro ADRS inicial, utilizando o coeficiente $B(\beta_{eff})$ deve ser multiplicada a ordenada das acelerações no novo espectro reduzido ADRS pelo fator M.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \cdot \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 \tag{2.50}$$

$$\frac{T_{sec}}{T_o} = \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha(\mu-1)}} \tag{2.51}$$

O espectro de resposta modificado MADRS, será intersectado com a curva de capacidade, iniciando um processo iterativo para encontrar o ponto de desempenho.

3- Modelação numérica e critérios de dimensionamento

3.1- Comportamento fisicamente não linear de estruturas em betão armado

Nos métodos de cálculo baseados em forças, a resistência dos elementos estruturais é inferior à que seria obtida para uma resposta em regime elástico da estrutura, tirando-se partido da capacidade de deformação inelástica que se desenvolve em “regiões críticas”. Por esse motivo têm sido encorajadas as soluções de conceção estrutural que privilegiam a capacidade de explorar a ductilidade, que está relacionada com a regularidade da estrutura e a previsível localização dos mecanismos de dissipação de energia (rótulas plásticas) onde ocorrem as deformações inelásticas. As rótulas plásticas, em estruturas de betão armado, são dimensionadas e pormenorizadas por forma a que a deformação inelástica se dê por extensão de armadura longitudinal e que a resistência de corte garanta o impedimento de modos de rotura frágil, evitando assim a deterioração rápida de rigidez e da resistência.

É necessário considerar o comportamento não linear para determinar a resposta da estrutura, sendo esta dependente da capacidade de deformação além dos limites elásticos dos seus elementos. A avaliação da ductilidade disponível é um aspeto fundamental, tendo em conta a estratégia utilizada no dimensionamento sísmico de considerar a capacidade de estruturas dissiparem energia por histerese. O comportamento da estrutura é assim condicionado pelo desempenho em regime não linear dos seus elementos e dos materiais que a constituem. O aço e o betão apresentam comportamentos diferentes no que se refere à ductilidade, no entanto é o comportamento em conjunto dos dois materiais que tem importância, existindo formas de ultrapassar as características de comportamento frágil do betão.

3.1.1- Confinamento do betão

O comportamento do betão após atingida a tensão máxima é influenciado pelo nível de confinamento a que está sujeito pela presença de armaduras transversais de cintagem. A cintagem provoca um confinamento passivo do betão, limitando a expansão lateral por “efeito de Poisson”. Esta limitação será tanto mais eficaz quanto mais rígido e continuo for o sistema de cintagem. A geometria circular ou helicoidal das cintas apresenta maior eficiência, mobilizando a capacidade axial do varão transversal por expansão radial do betão, não existindo “arcos” por confinar no seu núcleo, o que não acontece em elementos estruturais com cintas de geometria retangular, podendo o desempenho destes ser melhorado com utilização de ramos interiores às cintas retangulares.

O confinamento do betão provoca alteração da relação tensão-extensão, tanto a resistência como as extensões últimas são mais elevadas, podendo aumentar significativamente a sua ductilidade, contribuindo para um aumento da capacidade de deformação do elemento estrutural.

3.1.1.1- Modelo de confinamento do Eurocódigo 8

O Eurocódigo 8, parte 1 (EC8-1) propõe o mesmo modelo de betão confinado que é apresentado no Eurocódigo 2 (EC2) [CEN,2004b], com a relação constitutiva "parábola-retângulo" semelhante à o betão não confinado, mas com "alongamento" em fase plástica (Figura 3.1).

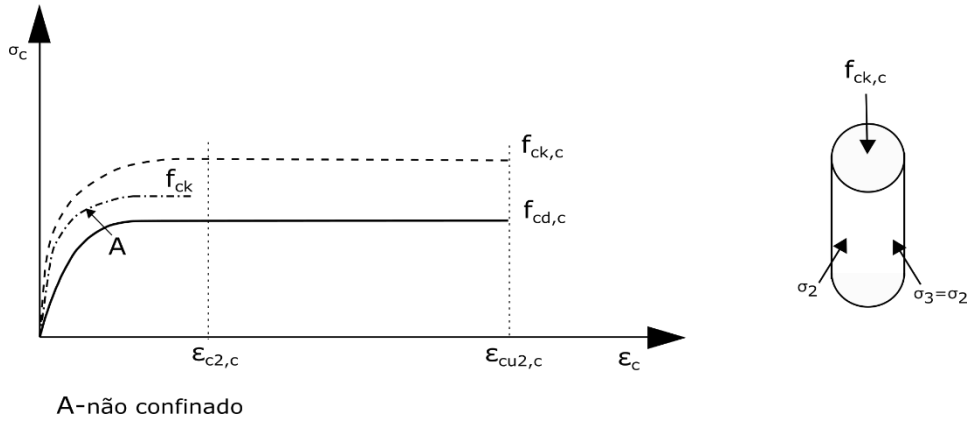


Figura 3.1- Relação tensão-extensão para o betão confinado no EC8

A relação tensão-extensão do modelo é obtida pelas seguintes expressões:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1 + 5\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad para\ \sigma_2 \leq \ 0.05 f_{ck} \tag{3.1a}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.125 + 2.5\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad para\ \sigma_2 > \ 0.05 f_{ck} \tag{3.1b}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2 \tag{3.2}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \tag{3.3}$$

em que:

$f_{ck,c}$ – valor característico da tensão de rotura do betão confinado à compressão aos 28 dias de idade

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

$\varepsilon_{c2,c}$ -valor da extensão do betão confinado para a tensão máxima

ε_{c2} – valor da extensão do betão para a tensão máxima

$\varepsilon_{cu2,c}$ – extensão última do betão confinado

ε_{cu2} – extensão última do betão não confinado

$\frac{\sigma_2}{f_{ck}}$ - relação entre a tensão efetiva de confinamento e a tensão característica de compressão do betão, obtida pela seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 0.5 \cdot \alpha \cdot \omega_w \tag{3.4}$$

em que:

ω_w- taxa mecânica volumétrica de cintas:

$$\omega_w = \frac{volume\ das\ cintas}{volume\ do\ núcleo\ de\ betão} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{3.5}$$

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

α - fator de eficácia global do confinamento, este coeficiente traduz a relação entre a área de betão efetivamente confinado e a área total de betão interior às cintas, de acordo com a seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \tag{3.6}$$

em que para secções retangulares os coeficientes são obtidos tendo em conta as seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_o h_o} \tag{3.7}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \tag{3.8}$$

Os significados dos parâmetros *s, b_0, h_0, b_i* , estão representados na Figura 3.2.

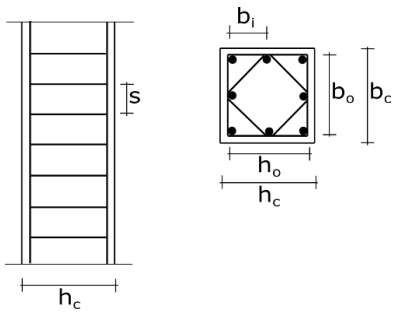


Figura 3.2-Confinamento do núcleo de betão

As Equações 3.1 a 3.3 adotadas pelo EC2, foram desenvolvidas para caracterizar o comportamento do betão sujeito a compressão concêntrica. No entanto, no que se refere aos efeitos da ação sísmica, o importante é o comportamento à flexão simples ou composta, nomeadamente o comportamento das fibras extremas no núcleo de betão confinado. Estudos experimentais mostram que para este efeito as expressões do EC2 são conservativas [Appleton,2013].

3.1.1.2- Modelo de Mander

No modelo analítico de Mander [Mander *et al*,1984] para elementos de betão confinado sujeitos a um carregamento uniaxial cíclico, a relação tensão-extensão após atingido o valor da tensão máxima, apresenta uma linha descendente representativa da degradação de resistência e rigidez que caracteriza a envolvente de um carregamento cíclico, Figura 3.3.

Na modelação não linear do presente trabalho, as propriedades do betão confinado seguem as relações constitutivas do modelo de Mander que é proposto no Eurocódigo 8, parte 2, Anexo E. [CEN, 2005].

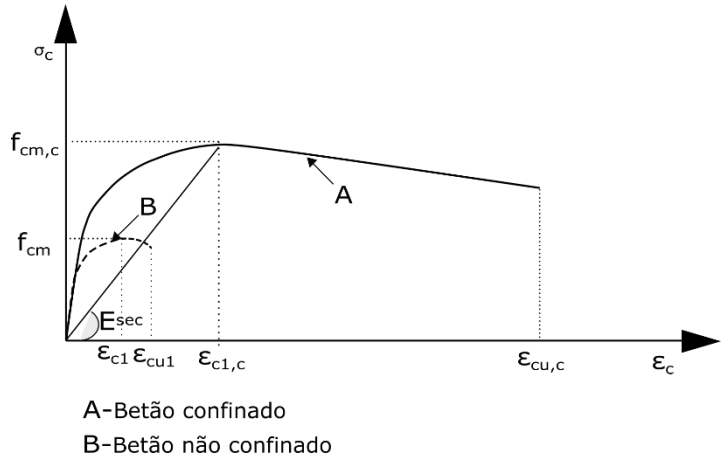


Figura 3.3- Relação tensão-extensão do modelo de Mander [Mander *et al*,1984]

O valor da tensão de confinamento do betão é obtido pela seguinte expressão:

$$\sigma_c = f_{cm,c}\left(\frac{xr}{r-1+x^r}\right) \tag{3.9}$$

onde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\epsilon_{c1,c}} \tag{3.10}$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \tag{3.11}$$

o módulo de elasticidade secante à tensão última:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \tag{3.12}$$

a tensão última de confinamento é obtida pela seguinte expressão:

$$f_{cm,c} = f_{cm}\left(2.254\sqrt{1 + 7.94\frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1.254\right) \tag{3.13}$$

em que σ_e é a tensão efetiva de confinamento, determinada pela seguinte relação para secções retangulares:

$$\sigma_e = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym} \tag{3.14}$$

em que:

α - fator de eficácia global do confinamento (Equação 3.6)

ρ_w – densidade de armadura transversal

f_{ym} -tensão de cedência

O valor da extensão última de confinamento, que ocorre quando o primeiro elemento de cintagem atinge a rotura, é calculado pela seguinte equação para um elemento de secção retangular:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4(2\rho_w)f_{ym}\varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \tag{3.15}$$

onde ε_{su} é o valor da extensão do aço para a resistência máxima.

3.1.2- Comportamento do aço

Os aços apresentam duas características importantes para o comportamento sísmico dos elementos estruturais:

- A extensão do aço para a resistência última, ε_{su}, que pode ter influência no valor máximo da curvatura última das secções, e como consequência influenciar a ductilidade local.
- A relação entre tensão de rotura e a tensão de cedência, f_t/f_y, que traduz o endurecimento do aço, e que tem influência no comprimento da rótula plástica e nos momentos máximos resistentes que se desenvolvem em regime inelástico.

Os aços com melhor aptidão para estruturas sujeitas à ação sísmica são os da classe C, por terem maior capacidade de deformação e apresentarem a relação entre a tensão de rotura e a tensão de cedência devidamente balizada [Appleton,2013].

No primeiro ciclo de carga o comportamento é igual ao do aço sujeito a carregamento monotónico, que pode ser representado por três regiões:

Elástica: $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ $\quad f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$ (3.16)

Patamar de cedência: $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ $\quad f_s = f_y$ (3.17)

Endurecimento: $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ $\quad f_s = f_y + (f_t - f_y) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^{1/2}$ (3.18)

em que:

ε_y- extensão de cedência

ε_{sh}- extensão limite do patamar de cedência

ε_{su}- extensão última

f_t- tensão última

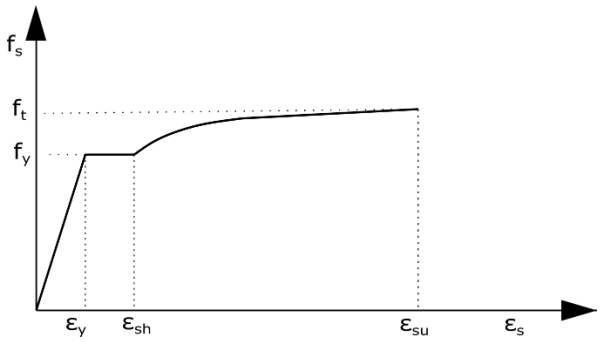


Figura 3.4- Relação tensão-extensão do aço

Na fase de descarga, após um troço curto linear, o diagrama apresenta uma curvatura acentuada. O comportamento do aço passa a ser não linear para tensões bastante inferiores à tensão de cedência, repetindo-se nos ciclos seguintes. Verifica-se que a resposta força-deslocamento obtida a partir da relação momento-curvatura baseada na relação tensão-extensão para cargas monotónicas, constitui uma envolvente com boa aproximação para simular o comportamento cíclico [Priestley *et al.*,2007].

3.1.3- Rótulas plásticas

Sob ação de cargas horizontais cíclicas as deformações inelásticas de flexão ocorrem nas zonas dos elementos estruturais junto às extremidades, e entre essas zonas os elementos estruturais em betão armado têm comportamento aproximadamente linear. O comportamento não linear pode ser

idealizado em termos de deformações inelásticas concentradas num ponto da extremidade ou concentradas numa determinada extensão de comprimento junto à extremidade (modelo de plasticidade concentrada), ou admitindo a distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelo de plasticidade distribuída).

Apesar da formulação de plasticidade distribuída permitir modelar as variações de tensão e extensão em cada secção discreta entre segmentos ao longo do elemento estrutural, comportamentos locais importantes como a degradação de resistência devido à encurvadura dos varões longitudinais, perda de aderência na ligação aço-betão, ou interação flexão-corte, são difíceis de simular sem o recurso a modelos numéricos ainda mais sofisticados [Deierlein *et al*, 2010]. Por outro lado, a idealização de plasticidade concentrada com rótulas plásticas caracterizadas por adequadas relações momento-rotação constitui um modelo mais simples e de boa aproximação.

3.1.3.1- Comprimento da rótula plástica

Nos modelos de plasticidade concentrada, a deformação dos elementos estruturais e os consequentes deslocamentos na estrutura são dependentes do comprimento da rótula plástica. A maior dificuldade destes modelos é conseguir estabelecer o valor ideal do referido comprimento. Este depende da extensão da zona onde se verifica a plastificação das armaduras longitudinais, mas é também afetado pelos seguintes fenómenos [Priestley *et al*.,2007]:

- Influência dos esforços de corte que provocam a inclinação de fendas originadas pelos esforços de flexão, que resulta na incorreta aplicação da hipótese das “secções planas” e em valores de extensão na armadura longitudinal de tração superiores aos calculados.
- Extensão da armadura de tração na zona de amarração,“*Strain-Penetration*”, L_{SP}, sobre o qual a curvatura deve ser considerada constante e igual à zona do elemento estrutural com deformações inelásticas. O que se traduz na impossibilidade da curvatura cair a zero na secção de encastramento.

Existem disponíveis na literatura várias propostas para o cálculo do comprimento da rótula plástica (L_p) tendo sido adotado no presente trabalho na modelação não linear a solução proposta pelo EC8-2, Anexo E [CEN, 2005], que tem em conta a distância da secção crítica ao ponto de momento nulo, a tensão de cedência armadura longitudinal e o seu diâmetro, de acordo com a Equação 3.19 para vigas e pilares. Para paredes de betão foi adotada a solução proposta por Priestley [Priestley *et al*.,2007], de acordo com a Equação 3.20.

$$L_P = 0.10 \cdot l + 0.015 \cdot f_{sy} \cdot d_{bl} \tag{3.19}$$

$$L_P = k \cdot l + 0.1 \cdot l_w + 0.022 f_{sy} d_{bl} \tag{3.20}$$

onde:

$$k = 0.2\left(\frac{f_t}{f_{sy}} - 1\right) \leq 0.08 \tag{3.21}$$

l - distância da secção crítica à secção de momento nulo.

f_t- tensão última do aço (Mpa)

f_{sy}- tensão de cedência do aço (MPa)

d_{bl} - diâmetro (médio) da armadura longitudinal

l_w- comprimento da parede

3.1.3.2- Modelação da rótula plástica

O software de cálculo automático *SAP2000* [CSI,2009] só permite a modelação de plasticidade concentrada nos elementos estruturais, disponibilizando varias alternativas na definição das rótulas plásticas: automaticamente através das regras estabelecidas no FEMA 356 [ASCE, 2000] ou do modelo CALTRANS [2009], ou introduzindo manualmente com base nas relações momento-curvatura dos elementos estruturais.

A Figura 3.5 mostra a relação típica força-deslocamento utilizada na norma FEMA 356 [ASCE,2000], definida por 5 pontos. O troço AB corresponde à resposta linear, o ponto B representa a resistência em cedência. O troço BC tem tipicamente um declive entre 0% e 10% relativamente ao declive elástico, representa o endurecimento do aço em regime inelástico. O troço CD representa o inicio da degradação de resistência. A linha DE representa a resistência residual do elemento. O ponto E corresponde ao limite de deformação.

A norma FEMA 356 define outros três pontos que correspondem às exigências de desempenho. IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) e CP (Collapse Prevention), que ficam tipicamente localizados entre os pontos B e C. Os valores de deformação correspondentes a cada nível de exigência de desempenho encontram-se nas tabelas 6-7 e 6-8 da referida norma, para vigas e pilares respetivamente.

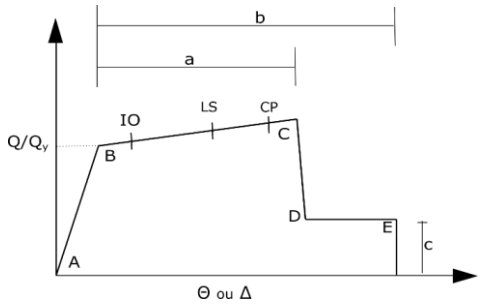


Figura 3.5- Relação força-deformação de uma rótula plástica, adaptado [FEMA 356]

O modelo CALTRANS [Caltrans, 2009] introduzido automaticamente pelo SAP2000 [CSI,2009], é baseado na idealização da relação momento-curvatura (M-φ) elasto-plástica perfeita do elemento estrutural até à rotura de um dos materiais. O ramo elástico da relação idealizada deve passar no ponto corresponde à primeira armadura a entrar em cedência, e o momento plástico é obtido por igualdade de áreas acima do ponto de cedência entre a relação idealizada e a curva real.

3.1.4- Ductilidade local e global

A ductilidade é um conceito-chave na resposta das estruturas em regime inelástico sujeitas à ação sísmica. Está relacionada com a capacidade de dissipação de energia e com as deformações inelásticas dos elementos estruturais e consequentes deslocamentos da estrutura. Pode distinguir-se entre ductilidade local, relacionada com a secção crítica onde se dá a dissipação de energia, e a ductilidade global, relacionada com o comportamento da estrutura total ou subestrutura com sistema estrutural resistente a cargas laterais.

Ao aumentar a capacidade de deformação e a ductilidade nas zonas críticas, o coeficiente de comportamento e classe de ductilidade da estrutura aumentam. Esse aumento depende da ductilidade intrínseca de cada material e do dimensionamento e pormenorização do elemento.

3.1.4.1-Ductilidade local disponível em vigas

O comportamento sísmico dos elementos estruturais e, por conseguinte, o comportamento global da estrutura está dependente da ductilidade disponível. Numa viga de betão armado sujeita à flexão simples, a ductilidade disponível pode ser determinada pelo fator de ductilidade em curvatura, μ_φ, de acordo com a Equação 3.22.,

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \tag{3.22}$$

em que:

φ_y - curvatura de cedência, que para vigas retangulares é aproximadamente:

$$\varphi_y = 1.5\, \varepsilon_{sy,d}/d \tag{3.23}$$

onde:

$\varepsilon_{sy,d}$ - valor de cálculo da extensão de cedência do aço

d - altura útil da secção transversal da viga

φ_u – curvatura última (Figura 3.6) pode ser determinada pelo seguinte expressão:

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu2}}{X_u} \tag{3.24}$$

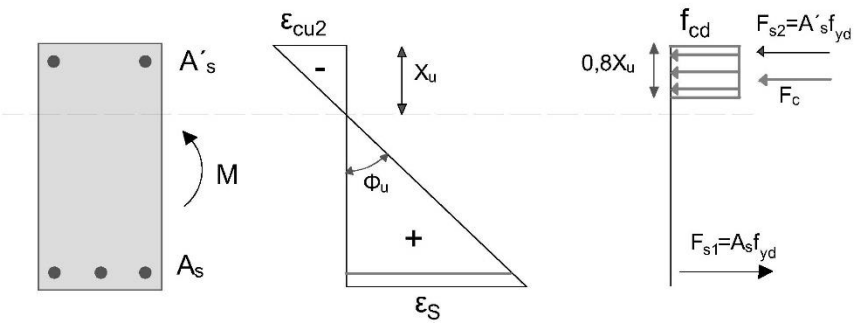


Figura 3.6- Curvatura última em vigas sujeitas a flexão simples

em que ε_{cu2} é a extensão última do betão não confinado e o valor da linha neutra, X_u, é calculado por equilíbrio de forças:

$$A_s^{'} \cdot f_{yd} + 0.8 \cdot X_u \cdot b \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} \tag{3.25}$$

$$X_u = \frac{f_{yd} \cdot (A_s - A_s^{'})}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b} \rightarrow X_u = 1.25 \cdot d \cdot (\rho - \rho^{'}) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{3.26}$$

onde:

b- largura da secção transversal da viga

$A_s^{'}$- área de armadura de compressão

A_s- área de armadura de tração

f_{yd}- valor de cálculo da tensão de cedência da armadura

f_{cd}- valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

$\rho^{'}$- densidade de armadura de compressão

ρ- densidade de armadura de tração

A ductilidade disponível em curvatura é assim obtida:

$$\mu_\varphi = \frac{\varepsilon_{cu2}}{1.25 \cdot d \cdot (\rho - \rho^{'}) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}} \cdot \frac{d}{1.5 \cdot \varepsilon_{syd}} \tag{3.27}$$

Observando a Equação 3.27, é possível perceber que a ductilidade disponível em curvatura para vigas, aumenta com a resistência do betão e com a área de armadura de compressão.

3.1.4.2-Ductilidade local disponível em pilares

Num pilar de betão armado sujeito a flexão composta com simetria de armaduras, a ductilidade disponível pode ser determinada pelo fator de ductilidade em curvatura, μ_φ. A curvatura última (Figura 3.7) pode ser determinada de acordo com a Equação 3.28,

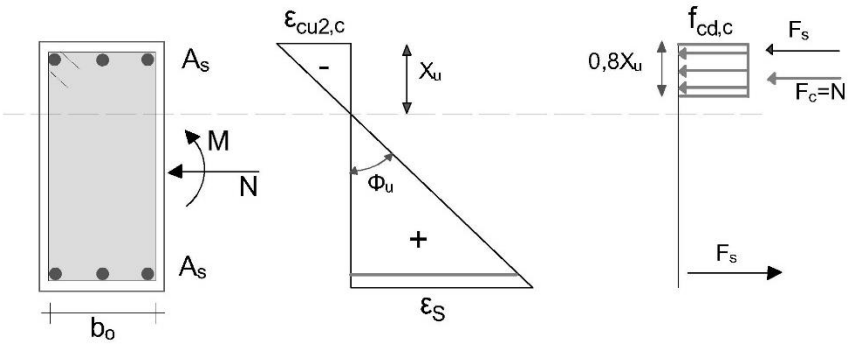


Figura 3.7- Curvatura última em pilares sujeitos a flexão composta

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{X_u} \tag{3.28}$$

em que $\varepsilon_{cu2,c}$ está definido na Equação 3.3 e a linha neutra, X_u, é calculado por equilíbrio de forças:

$$X_u = \frac{N}{0.8 \cdot b_o \cdot f_{cd}} \rightarrow X_u = \frac{\nu \cdot b \cdot h}{0.8 \cdot b_0} \tag{3.29}$$

onde:

ν- esforço normal reduzido:

$$\nu = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \tag{3.30}$$

b_o- largura do núcleo confinado de betão

b- largura da secção transversal

Desta forma obtém-se a curvatura última:

$$\varphi_u = \frac{(\varepsilon_{cu2} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}) \cdot 0.8 \cdot b_0}{\nu \cdot b \cdot h} \tag{3.31}$$

A curvatura de cedência em pilares pode ser calculada de forma conservativa pela expressão:

$$\varphi_y = \varepsilon_{syd}/0.4h \tag{3.32}$$

O fator de ductilidade disponível em curvatura é assim obtido:

$$\mu_\varphi = \frac{(\varepsilon_{cu2} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}) \cdot 0.32 \cdot b_o}{\varepsilon_{sy} \cdot \nu \cdot b} \tag{3.33}$$

Como se pode observar pela Equação 3.33, a capacidade de deformação inelástica dos pilares nas zonas críticas (pelo método da capacidade real as zonas críticas devem localizar-se apenas na base dos pilares, ver §3.3) aumenta com o confinamento do betão e diminui para valores maiores de esforço axial (por esse motivo o EC8 limita o valor máximo do esforço axial em função da classe de ductilidade).

3.1.4.3-Capacidade de rotação

Para variações lineares do momento ao longo do elemento, a rotação de cedência pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$\theta_y = \frac{\varphi_y \cdot L}{3} \tag{3.34}$$

em que:

φ_y – curvatura de cedência

L – distância entre a secção crítica e o ponto de momento nulo.

A capacidade de rotação plástica, de acordo com o EC8-2, anexo E, pode ser estimada com base na curvatura última, φ_u, e no comprimento da rótula plástica, L_P, de acordo com a Equação 3.35:

$$\theta_{p,u} = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_P \cdot \left(1 - \frac{L_P}{2 \cdot L}\right) \tag{3.35}$$

Considerando que a rotação última se obtém da soma rotação de cedência com a rotação plástica:

$$\theta_u = \theta_{y+}\theta_{p,u} \tag{3.36}$$

$$\theta_u = \frac{\varphi_y \cdot L}{3} + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_P \cdot \left(1 - \frac{L_P}{2 \cdot L}\right) \tag{3.37}$$

É possível obter o fator de ductilidade em rotação, μ_θ, conhecendo o fator de ductilidade em curvatura, μ_φ:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{3 \cdot L_P}{L} \cdot (\mu_\varphi - 1) \cdot \left(1 - \frac{L_P}{2 \cdot L}\right) \tag{3.38}$$

O EC8-1 apresenta a mesma relação de uma forma simplificada:

$$\mu_\theta = 1 + 0.5 \cdot (\mu_\varphi - 1) \tag{3.39}$$

ou:

$$\mu_\varphi = 2 \cdot \mu_\theta - 1 \tag{3.40}$$

3.2- Modelação de Rigidez

A rigidez tem um papel importante na modelação da análise linear, em especial na análise modal por espectro de resposta, por afetar as características dinâmicas da estrutura. Por efeito da ação sísmica e devido ao comportamento não linear que ocorre nas rótulas plásticas, a rigidez em estruturas de betão armado sofre uma degradação, sendo que a fendilhação também ocorre nos elementos estruturais fora das “zonas críticas”. Como consequência a modelação da estrutura com base nas propriedades não fendilhadas das secções tende a sobrestimar a rigidez e subestimar o período fundamental da estrutura, resultando numa subavaliação de deslocamentos, e em valores conservativos dos esforços sísmicos na estrutura.

O EC8 refere que a rigidez poderá ser considerada como metade do valor da rigidez obtida considerando a secção total não fendilhada. Note-se que esta estimativa não descreve o comportamento real com boa aproximação, dado que a rigidez é dependente da quantidade de armadura longitudinal e do esforço axial, já que ambos afetam o nível de fendilhação.

Uma boa aproximação será relacionar a rigidez de flexão com a curvatura de cedência através da relação momento-curvatura da secção, considerando assim, a contribuição da quantidade de armadura e do esforço axial.

A Figura 3.8 mostra a relação momento-curvatura de uma secção típica de betão armado e a aproximação bilinear, que consiste num ramo inicial que representa a “rigidez elástica efetiva” (rigidez secante à curvatura de cedência), e num ramo plástico de pós-cedência.

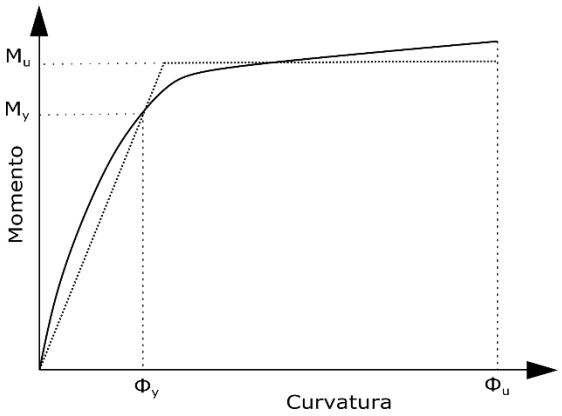


Figura 3.8-Relação da curvatura de cedência com a rigidez elástica efetiva

A rigidez elástica efetiva pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$E \cdot I_{eff} = \frac{M_{RK}}{\varphi_y} \tag{3.41}$$

em que M_{RK} é o momento característico resistente e φ_y é a curvatura de cedência, que pode ser calculada para os diferentes tipos de secções de acordo com as seguintes expressões [Priestley *et al*., 2007]:

- Pilares circulares: $\varphi_y = 2.25\varepsilon_{yk}/D$ (3.42)
- Pilares retangulares: $\varphi_y = 2.10\varepsilon_{yk}/h_c$ (3.43)
- Vigas em “T”: $\varphi_y = 1.70\varepsilon_{yk}/h_b$ (3.44)
- Vigas retangulares $\varphi_y = 1.85\varepsilon_{yk}/h_b$ (3.45)

em que:

ε_{yk} - valor característico da extensão de cedência da armadura

D - diâmetro do pilar

h_c - altura da secção do pilar

l_w - altura da secção da parede

h_b – altura da secção da viga

A curvatura de cedência é independe da resistência e, portanto, a rigidez é diretamente proporcional à resistência de flexão, tal como mostra a Equação 3.41 com φ_y constante. Como consequência, na modelação da análise linear não é possível conhecer o valor aproximado da rigidez sem previamente se determinar o valor resistente dos elementos estruturais.

3.3- Capacidade real, *Capacity Design*

O bom desempenho sísmico duma estrutura está relacionado com a capacidade de desenvolver mecanismos de dissipação de energia compatíveis com a ductilidade adotada em projeto. A estrutura deve ser pensada e dimensionada de modo a acomodar de forma eficiente as deformações inelásticas, pormenorizando corretamente as "zonas críticas" onde ocorrem, de forma a tirar partido da ductilidade local, evitando modos de rotura frágil e garantindo uma resposta adequada em regime linear dos restantes elementos, assegurando um comportamento capaz de mobilizar de forma eficiente a ductilidade ao longo de toda a estrutura. Um método eficiente de o conseguir é estabelecer uma hierarquia de resistência, obrigando a que a resistência dos elementos verticais seja superior à das vigas adjacentes (considerando a existência de sobre resistência das vigas), e determinar uma sequência de formação de rótulas plásticas desejável no desenvolvimento dos "mecanismos plásticos" da estrutura.

Esta filosofia baseada na capacidade resistente dos elementos estruturais, que garante um melhor controle de danos e um comportamento global mais adequado à ocorrência de sismos, é considerada na grande maioria da regulamentação de conceção sísmica atual. As vantagens na sua aplicação incluem:

- Conhecimento das zonas na estrutura onde se desenvolvem as deformações inelásticas por dissipação de energia.
- Pormenorização mais adequada das zonas críticas por forma a "explorar" com eficiência a ductilidade local.
- Proteção contra modos de rotura frágil em elementos sem capacidade de resposta dúctil.
- Proteção contra mecanismos de colapso indesejados.

3.3.1- Aplicação a estruturas em pórtico

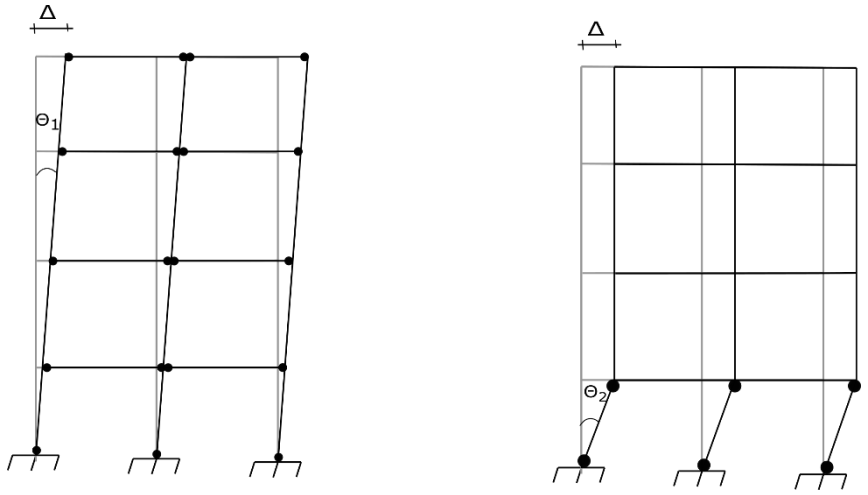
A aplicação do principio de dimensionamento por capacidade real a estruturas em pórtico de betão armado, resulta na idealização de estruturas que permitam a formação do maior número de rótulas plásticas nas extremidades das vigas (zonas de momentos atuantes máximos devido à ação sísmica) e em evitar deformações inelásticas nos pilares (principio da "coluna forte/viga fraca") com exceção na base do edifício (ao nível do piso térreo). Para tal, os pilares devem ser dimensionados para a situação de equilíbrio do nó viga-pilar, multiplicando por 1.3 (ver § 3.5.4) o momento resistente de projeto nas vigas com a contribuição da armadura da laje na largura efetiva. A resposta inelástica é

assim condicionada pela ductilidade das vigas e pelo seu comportamento histerético. É necessário garantir que a formação da rótula plástica se dê por flexão com extensão da armadura longitudinal em regime inelástico e deve evitar-se a deformação inelástica e a rotura provocadas por esforço de corte, considerando a situação de equilíbrio para a flexão com armadura real (armadura de projeto e não a armadura de cálculo).

3.3.1.1- "Coluna forte/ viga fraca"

Se um edifício tem "colunas fracas", os deslocamentos relativos entre pisos tendem a concentrar-se num único piso (Figura 3.9(b)), podendo exceder a capacidade de deformação dos pilares e provocar o colapso da estrutura por efeitos de 2ª ordem (P-Δ). Por outro lado, se os pilares tiverem resistência suficiente ao longo da altura do edifício para responder em regime elástico, concentrando as deformações inelásticas nas extremidades das vigas adjacentes, os deslocamentos relativos entre pisos são uniformemente mais distribuídos (Figura 3.9(a)) e os danos serão inferiores. Por esse motivo, a regulamentação de conceção sísmica considera fundamental a aplicação do principio de "coluna forte/ viga fraca" para garantir um melhor comportamento das estruturas quando sujeitas a sismos.

A Figura 3.9 mostra dois tipos de "mecanismos plásticos", em que a rotação em cada uma das rótulas plásticas da Figura 3.9(a), é muito menor que a rotação θ_2 que se desenvolve na estrutura com mecanismo de "piso flexível" (*soft-storey*). Para o mesmo deslocamento na cobertura, a rotação θ_1 apresenta claramente menos exigência de ductilidade local. No caso das rótulas plásticas se espalharem uniformemente na estrutura, a ductilidade de deslocamento é muito próxima da ductilidade local de rotação. De notar que pode ser desejável "atrasar" a formação de rótulas plásticas na base dos pilares através do aumento da sua resistência à flexão.



a) Plasticidade global b) Piso flexível

Figura 3.9- Mecanismos plásticos a) Plasticidade global b) Piso flexível

3.3.1.2- Evitar modos de rotura frágil

A resposta dúctil requer que a cedência dos elementos se dê por flexão, e que os modos de rotura provocados por corte e por esforço axial sejam evitados. A capacidade de deformação em pilares pode ser severamente limitada com valores elevados de esforço axial. Nos elementos sujeitos a ações cíclicas com esforço axial elevado, o betão na zona comprimida tende a desintegrar-se, originando uma degradação progressiva da resistência com significativa perda da capacidade de dissipação de energia [Appleton,2013], por esse motivo devem ser evitados níveis elevados de esforço axial nos pilares e paredes.

A rotura por corte em pilares conduz a uma rápida deterioração da resistência lateral da estrutura e da capacidade de suporte das cargas gravíticas, por forma a evitar este tipo de rotura devem ser dimensionadas as cintas pelo principio da capacidade real.

As zonas dos nós de ligação viga-pilar apresentam geralmente elevados níveis de tensão, pelo que deve ser evitada a rotura prematura por corte de modo a assegurar que a formação das rótulas plásticas se realize nas vigas, permanecendo os pilares e os nós de ligação intactos. A colocação de armadura transversal ajuda o nó de ligação a manter a resistência necessária sob a inversão de deformação que ocorre durante ação sísmica [Moehle e Hooper,2016]

3.3.2- Aplicação a estruturas em pórtico-parede

Na situação de um sistema estrutural pórtico-parede, para deslocamentos horizontais iguais, devido à maior dimensão das secções transversais da parede, a extensão das armaduras de flexão é superior à dos pilares, o que implica que a rótula plástica se forme primeiro na base das paredes.

É essencial que se garanta que nos níveis acima da secção da base, a parede responda em regime elástico (em flexão e corte) para controlar o deslocamento da estrutura entre pisos e diminuir a possibilidade de colapso por efeitos de 2ª ordem (efeitos P-Δ). Desta forma, a parede uniformiza os deslocamentos relativos entre pisos ao longo da altura da estrutura, garantindo a distribuição regular da exigência de ductilidade nos pórticos e evita a formação de “pisos flexíveis”.

3.4- Ação sísmica

O EC8 define no Anexo Nacional [NA, 2008] dois tipos distintos de ação sísmica no território Português. A ação sísmica “Tipo 1” que corresponde ao efeito de um sismo de magnitude elevada, com epicentro afastado e de longa duração. A ação sísmica “Tipo 2” representa um sismo com características de proximidade, de magnitude moderada e de curta duração. A ação é quantificada por um único parâmetro, que corresponde ao valor da aceleração de referência de pico à superfície de um terreno tipo A (rocha), a_{gR}, que varia com a zona do território nacional, para um período de retorno de 475 anos (probabilidade de excedência de 10% em 50 anos).

A ação sísmica é considerada no EC8 por meio de espectros de respostas, sendo mais comum o espectro de resposta elástico de acelerações, aplicado em cada uma das direções ortogonais da estrutura. O espectro de resposta elástico é traçado com base na aceleração de referência, a_{gR}, multiplicada por: (i) fator de importância do edifício, γ_1; (ii) coeficiente de solo, *S*, que reflete o efeito das características do solo nos valores do espectro; (iii) coeficiente de correção do amortecimento, η, que para valores diferentes de 5% de amortecimento viscoso poderá ser determinado pela expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55 \tag{3.46}$$

em que ξ é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

<u>Espectro de resposta de projeto</u>

Contrariamente ao que acontece com outros tipos de ações, os esforços que se desenvolvem por ação sísmica dependem da resposta da estrutura em regime não linear, resultante do comportamento dúctil dos elementos que a constituem e de outros possíveis mecanismos de dissipação de energia que possam ser adotados. O EC8 considera a ductilidade da estrutura no espectro de resposta de projeto, que é obtido do espectro de resposta elástico afetado pelo valor do coeficiente de comportamento, *q*. As expressões que definem o espectro de resposta horizontal de projeto são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{3.47}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \tag{3.48}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{3.49}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{3.50}$$

em que:

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$)

T - período de vibração

T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

T_C - limite superior do ramo espectral de aceleração constante

T_D - valor definido do inicio do ramo de deslocamento constante

$S_d(T)$ - valor do especto de resposta de acelerações de projeto

q - coeficiente de comportamento

β - fator de limite inferior para o espectro de resposta, valor recomendado β=0.2

S - coeficiente de solo

3.5- Método de dimensionamento pelo Eurocódigo 8

A filosofia de dimensionamento do EC8 assenta no principio de "explorar" a capacidade das estruturas dissiparem energia por histerese sem perda significativa de resistência, e em assegurar um comportamento dúctil global. O procedimento "standard" de cálculo preconizado no Eurocódigo 8 é baseado em forças que resultam da análise linear (estática por forças laterais ou análise modal), considerando o espectro de resposta de acelerações reduzido por um coeficiente de comportamento, q. É disposto um conjunto de regras de dimensionamento e pormenorização, baseadas na capacidade resistente dos elementos e na sua ductilidade, que ajudam a controlar as deformações inelásticas e a dotar de resistência os elementos estruturais, prevenindo mecanismos de colapso como o "*soft-storey*" e modos de rotura frágil.

3.5.1- Exigências de desempenho

A aplicação do EC8 ao projeto e construção de estruturas em regiões sísmicas tenta assegurar três objetivos: (i) Salvaguarda de vidas humanas; (ii) Limitar danos; (iii) Assegurar a manutenção em funcionamento das estruturas de proteção civil importantes.

É necessário que as estruturas sejam projetadas para a não ocorrência de colapso parcial ou global durante um evento sísmico de baixa probabilidade de acontecimento, e que os níveis de dano sejam controlados para ações sísmicas de menor intensidade, mas de maior probabilidade de acontecimento. Estes pressupostos traduzem-se nos dois níveis de exigência referidos no EC8:

1. <u>Exigência de Não Colapso</u>; Para a situação de ocorrência de um sismo de grande magnitude e de probabilidade de acontecimento raro, as estruturas não devem colapsar parcial ou globalmente, devendo manter uma capacidade residual que permita suportar as cargas gravíticas em segurança e a possibilidade de resistir a replicas de menor intensidade. Os danos nos elementos estruturais podem significar a inviabilidade económica de recuperação do edifício. A ação sísmica de projeto deve corresponder a um período de retorno, T_{NCR}, de 475 anos.

2. Exigência de Limitação de Danos; Para um sismo menos intenso mas de maior probabilidade de ocorrência, o edifício deve apresentar limitação de danos estruturais e não estruturais. Esta exigência deve ser conseguida através da limitação das deformações dos elementos estruturais e de deslocamentos laterias da estrutura, por forma a manter níveis aceitáveis de integridade dos elementos não estruturais necessários à funcionalidade do edifício. A ação sísmica deve corresponder a um período de retorno, T_{DCR}, de 95 anos.

Para o cumprimento dos requisitos estabelecidos no EC8-1 estão associados dois estados limites que são necessários verificar:

1. Estados limites últimos: Dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais por forma a verificarem as necessidades de resistência e ductilidade.
2. Estados de limitação de danos: Verificação do deslocamento relativo entre pisos, de forma a minimizar os danos dos elementos não estruturais.

3.5.2- Classes de ductilidade

A dissipação de energia nas zonas críticas requer uma pormenorização adequada que permita acomodar a ductilidade adotada nos modelos de análise linear. O EC8 divide em três as classes de ductilidade disponível, influenciando as regras de dimensionamento e o valor do coeficiente de comportamento. A escolha entre as duas classes superiores é livre, permitindo ao engenheiro decidir qual o melhor compromisso entre ductilidade e resistência. As classes por ordem crescente de capacidade de dissipação de energia são:

- Classe de ductilidade baixa (DCL); Os Edifícios desta classe são dimensionados de acordo com EC2, e não existem requisitos de ductilidade. O valor máximo do coeficiente de comportamento é de 1.5, devido à sobre resistência. Esta classe é recomendada apenas para zonas de baixa sismicidade, onde $a_gS \leq 0.98$ m/s^2.
- Classe de ductilidade média (DCM); Classe que corresponde a estruturas dimensionadas segundo os princípios do EC8, que apresentam boa ductilidade e capacidade de deformação dos seus elementos sem roturas frágeis.
- Classe de ductilidade superior (DCH); Classe com maior ductilidade disponível, o que obriga a requisitos de dimensionamento e pormenorização mais rigorosos, e maiores taxas de armadura. O menor coeficiente de comportamento adotado permite menores esforços provenientes da ação sísmica.

3.5.3- Coeficiente de comportamento

Na análise linear, a simulação da resposta não linear das estruturas está relacionada com um coeficiente de comportamento, *q*, pelo qual o espectro de resposta elástico utlizado na análise linear é reduzido. O EC8 especifica os valores máximos permitidos do coeficiente de comportamento em

função do tipo de sistema estrutural resistente a forças laterais e da classe de ductilidade definida em projeto. Para as três diferentes classes de ductilidade (Baixa, Media, Alta) o valor do coeficiente de comportamento é progressivamente maior e corresponde a exigências de pormenorização mais restritivas, necessárias para mobilizar o nível mínimo de ductilidade [Salvitti e Elnashai,1996].

O EC8 define como limite superior a considerar em projeto de coeficiente de comportamento, o valor que resulta da expressão seguinte:

$$q = q_0.K_w \geq 1.5 \tag{3.51}$$

em que:

q_0- Coeficiente de comportamento de referência.

K_w - Fator que tem em conta o modo de rotura em sistemas estruturais que incluam paredes, valor menor ou igual a 1

<u>Coeficiente de comportamento de referência</u>

Para edifícios com regularidade em altura, o valor do coeficiente de comportamento de referência, q_0, será o indicado na Tabela 3.1, caso não exista regularidade em altura os valores indicados devem ser reduzidos 20%.

Tabela 3.1- Valor de q_0 para edifícios regulares em altura

Tipo de sistema estrutural	**Classe de ductilidade**	
	DCM	**DCH**
Sistema porticado, misto pórtico-parede, paredes acopladas	$3{,}0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4{,}5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema de paredes não acopladas	$3{,}0$	$4{,}0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema torsionalmente flexível	$2{,}0$	$3{,}0$
Sistema em pêndulo invertido	$1{,}5$	$2{,}0$

em que: α_u/α_1- representa a reserva de resistência de pós-cedência, esta relação reflete o nível de redundância estrutural e da capacidade de redistribuição pela estrutura das deformações inelásticas. O valor máximo estipulado no EC8 é de 1,5. Através de uma análise *pushover* é possível determinar o valor deste quociente (Figura 3.10). O significado de cada um dos parâmetros é o seguinte:

α_1 – multiplicador da ação sísmica correspondente à formação da primeira rótula.

α_u – multiplicador da ação sísmica correspondente à formação do mecanismo de rotura.

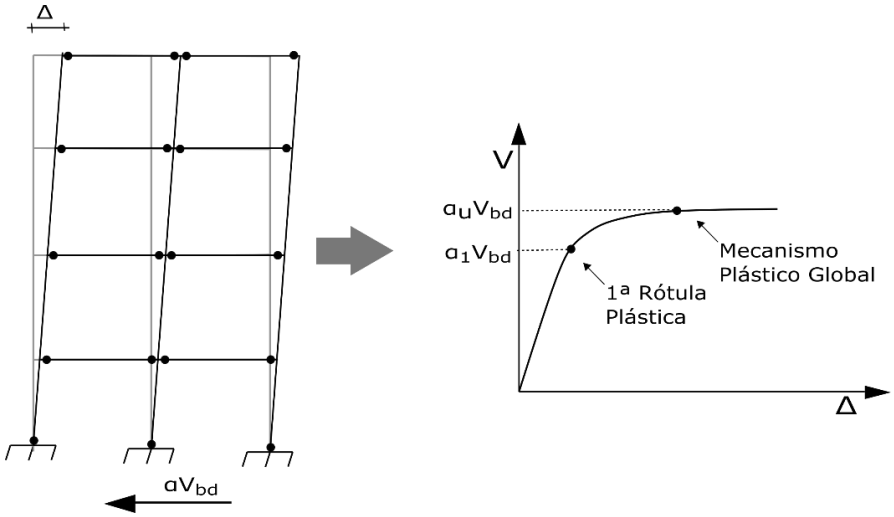


Figura 3.10- Curva *pushover* para a relação α_u/α_1

O EC8 disponibiliza valores aproximados do quociente α_u/α_1 para edifícios regulares em planta, em função do sistema estrutural, como mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2- Valores aproximados de α_u/α_1 para edifícios regulares em planta

Tipo de sistema estrutural		**α_u/α_1**
Sistema em pórtico ou misto pórtico-parede equivalente a pórtico	Um só piso	1.1
	Vários pisos, pórticos com um tramo	1.2
	Vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos de vários tramos	1.3
Sistema de paredes ou misto pórtico-parede equivalente a parede	Sistemas de parede com apenas duas paredes não acopladas por direção horizontal	1.0
	Outros sistemas de paredes não acopladas	1.1
	Sistema misto equivalente a parede ou sistemas de parede acopladas	1.2

No caso de o edifício não verificar as condições de regularidade em planta, o valor da relação α_u/α_1 referido na Tabela 3.2 sofre uma redução de acordo com a seguinte expressão:

$$(\alpha_u/\alpha_1)^* = \frac{1 + (\alpha_u/\alpha_1)}{2} \tag{3.52}$$

3.5.4- Dimensionamento por capacidade real

O dimensionamento por capacidade real destina-se a assegurar que são os elementos com comportamento dúctil e capacidade histerética de dissipação de energia a acomodar as deformações inelásticas, enquanto os elementos com comportamento frágil são dimensionados com a resistência necessária para responderem em regime elástico.

Vigas

O procedimento geral em vigas consiste em identificar as zonas de deformação inelásticas por flexão, dimensionar essas zonas à flexão de acordo com as exigências resistentes regulamentares (EC2) e dimensionar o esforço de corte considerando a situação de equilíbrio, assumindo a resistência à flexão com as armaduras longitudinais de projeto e considerando as sobre resistências. O EC8 prescreve a seguinte expressão para o cálculo dos momentos de extremidade, $M_{i,d}$, em vigas:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right) \tag{3.53}$$

onde:

γ_{Rd}- fator que contabiliza a existência de sobre resistência. Em vigas toma os seguintes valores: 1.0 para classe DCM e 1.2 para classe DCH.

$M_{Rb,i}$- valor de cálculo do momento resistente na extremidade i da viga considerando a armadura de projeto.

$\sum M_{RC}$ e $\sum M_{Rb}$- soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e das vigas ligados a um nó, respetivamente (aplicando o principio da "coluna forte/viga fraca", o valor mínimo da relação referida na expressão é 1).

O valor máximo de cálculo para o esforço de corte nas extremidades da viga para o dimensionamento pela capacidade real, obtém-se da soma do esforço de corte devido às cargas da combinação sísmica ($V_{(g+\Psi 2 \cdot q)}$) com o esforço de corte proveniente do equilíbrio de momentos resistentes da extremidade da viga. Para cada extremidade a expressão de cálculo é a seguinte, na qual l_{cl} indica o comprimento livre da viga e as outras grandezas já foram apresentadas acima (os momentos devem ser considerados em valor absoluto):

$$V_{1,Ed} = V_{g+\Psi 2 \cdot q,1} + \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M^{-}_{Rb,1} + M^{+}_{Rb,2}}{l_{cl}}\right) \tag{3.54}$$

$$V_{2,Ed} = V_{g+\Psi 2 \cdot q,2} + \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M^{+}_{Rb,1} + M^{-}_{Rb,2}}{l_{cl}}\right) \tag{3.55}$$

Pilares

A ideia fundamental no dimensionamento pela capacidade real em pilares, como já foi referido, é que permaneçam em regime elástico, com a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas adjacentes ("coluna forte/viga fraca"), e que para tal, em qualquer nó de ligação a soma dos momentos resistentes dos pilares seja superior à soma dos momentos resistentes das vigas

(considerando a contribuição da armadura da laje na largura efetiva) com uma margem de segurança que cubra um conjunto de incertezas associadas às seguintes situações [Kappos e Tsakas,1996]:

- Parâmetros associados às incertezas com a sobre resistência das vigas:

  (i)- Endurecimento do aço quando está em domínio inelástico.

  (ii)- Contribuição da laje no momento resiste das vigas.

  (iii)- Variabilidade das propriedades do material, em particular associado à tensão de cedência do aço.

- Parâmetros associados às incertezas com a sob resistência dos pilares:

  (i)- Variação da carga axial no pilar devido à variação da direção da ação sísmica e à componente vertical do sismo.

  (ii)- Desaprumo dos pilares na construção, o que provoca uma redução da resistência.

  (iii)- Variabilidade das propriedades do material, em particular associado à tensão de cedência do aço.

- Incertezas relacionadas com a distribuição de momentos nos pilares:

  (i)- Ampliação dinâmica nos momentos do pilar relativamente aos valores calculados por análise estática equivalente ou por análise modal.

  (ii)- Alterações de rigidez nos elementos estruturais, em particular as vigas, que após atingirem a cedência têm valores de rigidez menores aos indicados na regulamentação corrente.

O EC8 preconiza a seguinte condição a ser aplicada nas duas direções ortogonais para sistemas estruturais em pórtico ou misto equivalente a pórtico, por forma a assegurar o principio “coluna forte/viga fraca”, forçando a formação de rótulas plásticas nas vigas adjacentes:

$$\sum M_{RC} \geq 1{,}3 \cdot \sum M_{Rb} \tag{3.56}$$

O valor de cálculo do esforço de corte nos pilares, de acordo com o método da capacidade real, é determinado com base no equilíbrio de momentos de extremidade, $M_{i,d}$, determinados pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \tag{3.57}$$

onde:

γ_{Rd}- fator que contabiliza a existência de sobre resistência. Em pilares toma os seguintes valores: 1.1 para classe DCM e 1.3 para classe DCH.

$M_{Rc,i}$- valor de cálculo do momento resistente na extremidade i do pilar.

$\sum M_{RC}$ e $\sum M_{Rb}$- soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e das vigas ligados a um nó, respetivamente (aplicando o principio da "coluna forte/viga fraca", o valor mínimo da relação referida na expressão é 1).

Em cada extremidade do pilar o valor de cálculo do esforço de corte é dado pela seguinte expressão:

$$V_{1,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rc,1}^{-} + M_{Rc,2}^{+}}{l_{cl}} \right) \tag{3.58}$$

$$V_{2,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rc,1}^{+} + M_{Rc,2}^{-}}{l_{cl}} \right) \tag{3.59}$$

<u>Paredes</u>

Para que as armaduras de flexão permaneçam em regime linear acima da zona de formação da rótula plástica na base da parede, é recomendável que o seu dimensionamento seja feito para uma nova envolvente em altura, obtida traçando um diagrama linear entre a base e o topo, deslocada para cima de uma distância igual ao comprimento da parede no plano de flexão.

Para evitar a rotura por corte o EC8-1 considera um fator de majoração dos esforços obtidos da análise estrutural (em vez de adotar a metodologia referida para vigas e pilares, com base na capacidade resistente à flexão). Deste modo, os valores de cálculo do esforço transverso na base da parede são obtidos pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \varepsilon V_{Ed}^{'} \tag{3.60}$$

em que:

$V_{Ed}^{'}$ - esforço transverso obtido na análise estrutural

ε – fator de majoração

Para estruturas de ductilidade média ε =1.5

3.5.5- Dimensionamento por requisitos de ductilidade local

As regras de pormenorização apresentadas no EC8-1 para controlar a capacidade de deformação das zonas críticas, controlando a armadura de confinamento em pilares e a armadura de compressão em vigas, estão associadas a um processo analítico simples que relaciona o fator de ductilidade em curvatura com o valor do coeficiente de comportamento de referência, q_0:

$$\mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1 \qquad \text{se } T_1 \geq T_C \tag{3.61}$$

$$\mu_\varphi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot (T_C / T_1) \quad \text{se } T_1 < T_C \tag{3.62}$$

onde T_1 é o período fundamental do edifício e T_C é o período superior do ramo de acelerações constantes do espectro de resposta. As Equações 3.61 e 3.62 são baseadas na relação entre a ductilidade em curvatura, μ_φ, e a ductilidade em deslocamento, μ_δ:

$$\mu_\varphi = 2 \cdot \mu_\delta - 1 \tag{3.63}$$

e nas aproximações que relacionam o coeficiente de comportamento com a ductilidade em deslocamento:

$$\mu_\delta = q \qquad \text{se } T_1 \geq T_C \tag{3.64}$$

$$\mu_\delta = 1 + (q - 1) \cdot (T_C / T_1) \qquad \text{se } T_1 < T_C \tag{3.65}$$

Note-se que é utilizado o valor de q_0 em vez do valor de q, fato que se justifica por em edifícios irregulares q ser menor que q_0, não penalizando assim a ductilidade em curvatura necessária.

4. Caso de Estudo

4.1 Descrição do edifício

O edifício em estudo é composto por 6 pisos elevados em estrutura de betão armado, com altura de 16.8m acima do solo e pé-direito de 2.8m, igual em todos os pisos. Desenvolve-se numa área de implantação de dimensões aproximadas de 28.4m X 11.4m, constante em todos os pisos. Localiza-se em Lisboa e destina-se a ocupação para habitação.

A solução estrutural proposta é composta por pórticos ortogonais formados por pilares ou paredes e vigas ao nível dos pisos. A laje é vigada e maciça de espessura constante igual a 0.18m. O solo de fundação é constituído por areias compactas, classificado de acordo com o Quadro 3.1 do EC8-1 como Tipo C. As fundações são do tipo direto, constituídas por sapatas. A Figura 4.1 apresenta a planta tipo do edifício com a localização dos elementos estruturais. As dimensões são mantidas constantes em altura e têm os valores indicados na Tabela 4.1 para vigas e Tabela 4.2 para os elementos verticais.

Tabela 4.1- Dimensões de vigas

Viga	Alinhamento	b (m)	h (m)
V1.1 a V1.6	A	0.25	0.55
V2	B	0.25	0.55
V3.1 a V3.7	C	0.20	0.55
V4	D	0.25	0.55
V5.1 a V5.5	E	0.25	0.55
V6	F	0.25	0.55
V7.1, V7.2	1	0.25	0.55
V8.1, V8.2	2	0.25	0.55
V9.1, V9.2	3	0.25	0.55
V10.1, V10.2	4	0.20	0.55
V11.1, V11.2	5	0.20	0.55
V12.1, V12.2	6	0.25	0.55
V13.1, V13.2	7	0.25	0.55
V14.1. V14.2	8	0.25	0.55

Tabela 4.2- Dimensões dos elementos verticais

Elemento Vertical	b (m)	h (m)
P1	0.25	1.00
P2	0.25	0.40
P3	0.80	0.25
P4	0.25	2.50
P5	0.70	0.20
P6	1.50	0.20
P7	1.30	0.25
P8	0.20	1.40
P9	1.60	0.25
P10	0.20	0.70

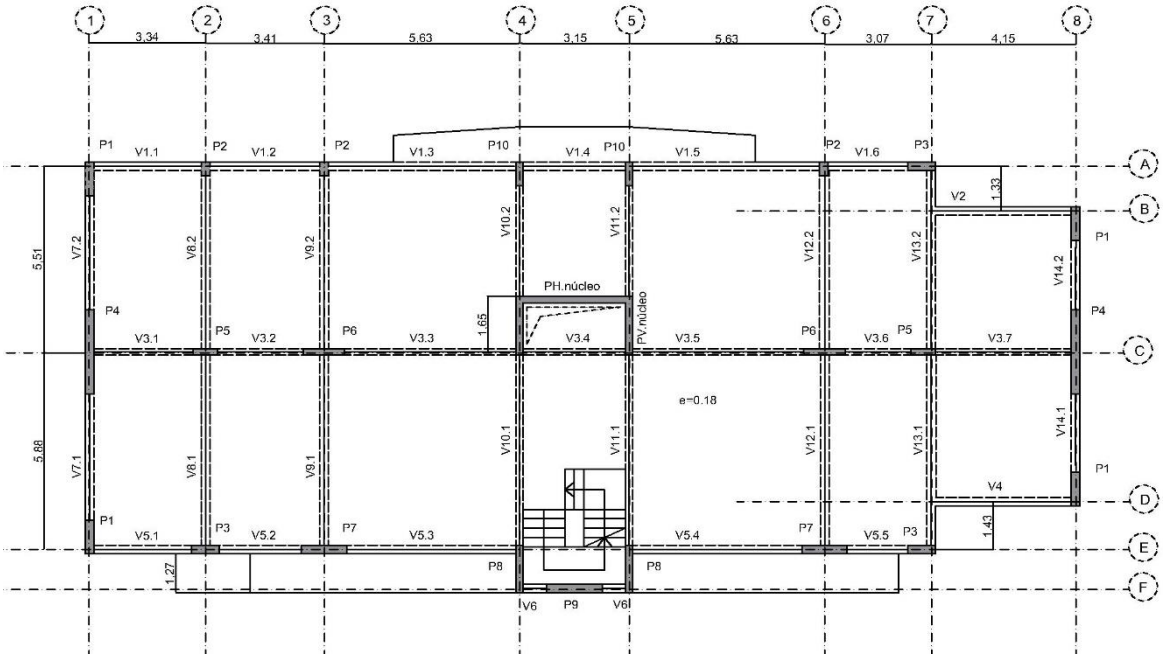


Figura 4.1- Planta tipo da estrutura

A estrutura será dimensionada para as ações sísmicas de acordo com as regras do EC8, tendo sido considerada a classe de ductilidade média (DCM).

Os materiais utilizados para os elementos estruturais são: betão C25/30 e aço A400NR, Classe B. A Tabela seguinte apresenta as principais características dos materiais referidos:

Tabela 4.3- Características dos materiais utlizados

Betão C25/30	f_{cd}	16.7 MPa
	f_{ck}	25.0 MPa
	f_{ctm}	2.6 MPa
	$E_{c,28}$	31.0 GPa
	v	0.2
Aço A400 NR	f_{syk}	400.0 MPa
	f_{syd}	348.0 MPa
	E_s	200.0 GPa

4.1.1 Ações

4.1.1.1 Ações sísmicas

A ação sísmica é representada por um especto de resposta elástico considerando-se os sismos "Tipo 1" e "Tipo 2", de acordo com o Anexo Nacional do EC8, para as zonas sísmicas 1.3 (a_{gr}= 1.5 m/s^2) e 2.3 (a_{gr}= 1.7 m/s^2), respetivamente. O edifício é classificado como pertencendo à classe de importância II, a que corresponde um fator de importância de γ_1=1.0 (a_g=a_{gr}).

Para o cálculo dos esforços da ação sísmica é utilizado o espectro de resposta de projeto, que é obtido do especto de resposta elástico reduzido pelo coeficiente de comportamento, q. Foi considerando o valor de *q*=3 para o referido coeficiente, a sua determinação depende do tipo de sistema estrutural, da regularidade em planta e em altura e da classe de ductilidade, e será analisado mais adiante no §4.1.4. A Figura 4.2 representa os espectros de resposta elástico de acelerações para as ações sísmicas referidas, com coeficiente de amortecimento ζ=5%. A Figura 4.3 representa o espectro de resposta de projeto para o valor do coeficiente de comportamento considerado no presente trabalho.

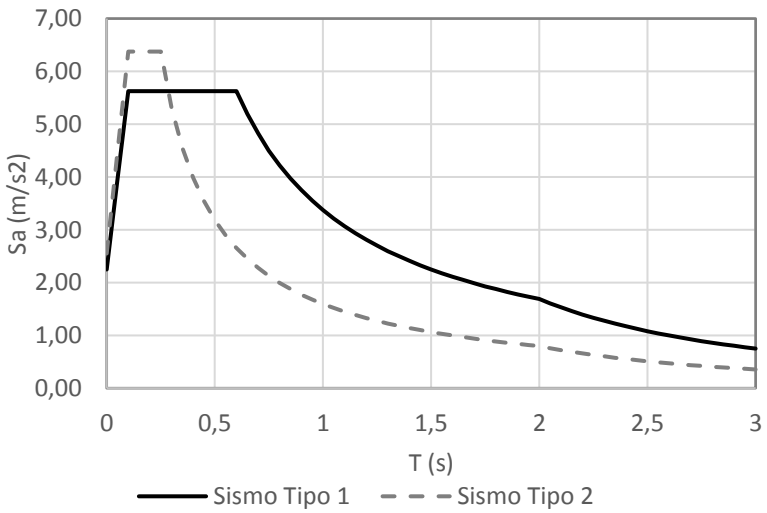


Figura 4.2- Espectro de resposta elástico (ζ=5%)

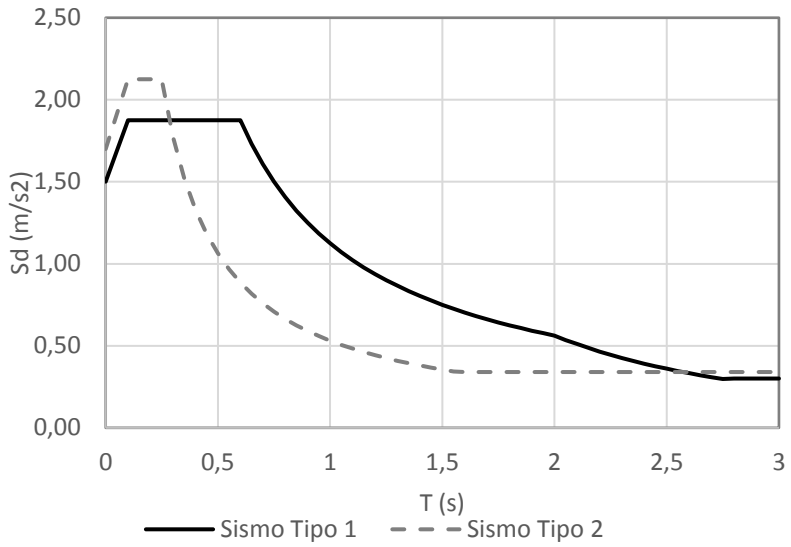


Figura 4.3- Espectro de resposta de projeto (q=3)

4.1.1.2. Ações gravíticas

Para além do peso próprio (γ=25 kN/m^2), as restantes cargas permanentes consideradas no estudo são as representadas na tabela seguinte:

Tabela 4.4- Valores adotados paras as restantes cargas permanentes

Restante carga permanente	Valor
Revestimentos e paredes divisórias	3.5 kN/m^2
Paredes sobre vigas de bordadura	7.0 kN/m
Cobertura	1.5 kN/m^2

As sobrecargas consideradas são as indicadas na tabela seguinte:

Tabela 4.5- Valores adotados para as sobrecargas

Sobrecarga	Valor
Pavimento interior	2.0 kN/m^2
Varandas	5.0 kN/m^2
Cobertura	1.0 kN/m^2

4.1.1.3. Combinação de ações

As combinações consideradas são as seguintes para os estados limite últimos:

- <u>Combinação fundamental</u>- A combinação para o estado limite de resistência:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \gamma_{Q,i} \cdot \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \tag{4.1}$$

em que:

$\gamma_{G,j}$=1.35 – fator parcial para as ações permanentes

$G_{k,j}$ - valor característico da carga permanente

$\gamma_{Q,1}$=1.5 – fator parcial para a ação variável base

$Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável base

$\gamma_{Q,i}$=1.5 – fator parcial para as restantes ações variáveis

$Q_{k,i}$ – valor característico das restantes ações variáveis

- <u>Combinação sísmica</u>- A combinação de esforços para a ação sísmica é a seguinte:

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{4.2}$$

em que:

$G_{k,j}$ - valor característico da carga permanente

A_{Ed}– valor de cálculo da ação sísmica para um período de retorno de 475 anos

$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ – valor reduzido (quase permanente) da sobrecarga característica. Para sobrecargas em edifícios da categoria A (zonas de habitação), $\psi_{2,i}$ =0.3.

O cálculo das massas associadas a todas as forças gravíticas, para avaliação dos efeitos de inércia da ação sísmica, é efetuado com base na seguinte combinação de ações:

$$\sum_{j\geq 1} G_{K,j} + A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \tag{4.3}$$

Os coeficientes de combinação $\psi_{E,i}$, têm em conta a possibilidade de as sobrecargas não estarem presentes na sua totalidade durante o sismo. No presente trabalho foi adotada a condição do referido coeficiente ser igual ao valor admitido para $\psi_{2,i}$.

As componentes da ação sísmica nas direções principais são combinadas pela seguinte regra:

$$E_X + 0.3 \cdot E_y \tag{4.4}$$

$$0.3 \cdot E_X + E_Y \tag{4.5}$$

em que E_X e E_Y representam os efeitos da ação sísmica segundo as direções X e Y, respetivamente. A componente vertical da ação sísmica não foi considerada.

4.1.2 Modelo estrutural

A estrutura foi analisada com recurso a um modelo tridimensional, utilizando-se para tal o software de cálculo *SAP2000* (CSI,2009), Figura 4.4. Na modelação para análise linear as características consideradas são as seguintes:

- Vigas, pilares e paredes de betão, são modeladas como elemento barra. As lajes são modeladas como elemento casca.
- Todos os elementos estão encastrados na fundação.
- Os elementos estão ligados por diafragma rígido no plano horizontal.
- A fendilhação dos elementos é considerada pela redução da rigidez de flexão e de corte.
- Não é considerado o efeito das paredes de alvenaria na resposta da estrutura.

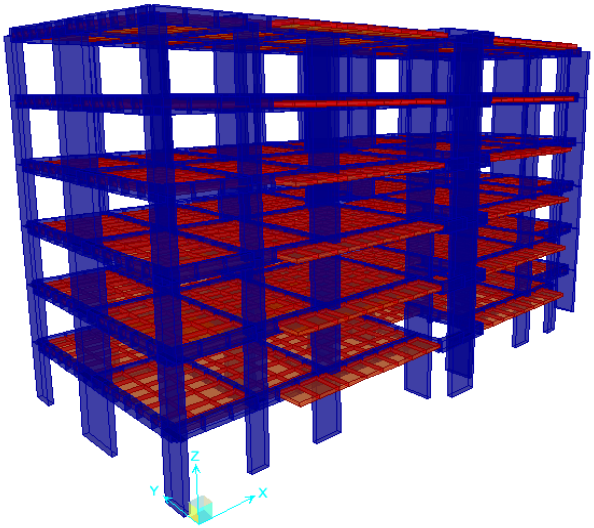


Figura 4.4- Modelo estrutural tridimensional

4.1.3 Regularidade estrutural

A regularidade da estrutura (em planta e em altura) influência o comportamento das estruturas sob ação dos sismos. O EC8 penaliza as irregularidades na estrutura ao reduzir o valor do coeficiente de comportamento que é possível adotar em dimensionamento.

4.1.3.1 Regularidade em planta

Os requisitos impostos no EC8 para a regularidade em planta, estão essencialmente relacionados com o controlo do comportamento de torção do edifício. De acordo com Fajfar [Fajfar *et al.,* 2005b] a relação entre os períodos de vibração da estrutura tem influência no comportamento de torção. Para estruturas em que a relação entre o valor do período corresponde à translação e o valor do período

devido à torção seja superior a 1 são usualmente classificadas como torsionalmente rígidas (a estrutura pode ser torsionalmente rígida numa direção e torsionalmente flexível na outra). Para o edifício em estudo temos os seguintes valores para a relação em cada direção (os valores referentes ao período de cada modo estão indicados no § 4.2)

$$\Omega_{X=}\frac{0.65}{0.53}=1.22$$

$$\Omega_{y=}\frac{0.68}{0.53}=1.28$$

em que:

Ω_X – relação entre o valor do período correspondente à translação na direção X e o valor do período do modo de torção.

Ω_y – relação entre o valor do período correspondente à translação na direção Y e o valor do período do modo de torção.

Pode concluir-se que o edifício em estudo não é torsionalmente flexível.

4.1.3.2 Regularidade em altura

Os critérios definidos no EC8-1 sobre a regularidade em altura, têm o objetivo de garantir que o comportamento da estrutura é controlado pelo modo de vibração fundamental em cada direção principal, bem como evitar a ocorrência de deformações concentradas. O edifício em estudo cumpre as exigências regulamentares para ser considerado regular em altura.

4.1.4 Tipo de sistema estrutural e coeficiente de comportamento

O sistema estrutural é uma propriedade do edifício que tem influência no comportamento inelástico da estrutura e, como tal, está relacionado com o valor do coeficiente de comportamento a adotar em cálculo.

A totalidade das paredes que constituem o edifício absorvem mais de 65% do valor da força de corte na base em cada direção (95% em X, 83% em Y). Deste modo, de acordo com o EC8-1, o sistema estrutural do edifício em estudo representa um sistema de paredes não acopladas, nas duas direções.

Para a classe de ductilidade média (DCM) considerada no presente trabalho, e tendo em conta o sistema estrutural referido acima, e a regularidade em altura, o EC8-1 indica como valor máximo para o coeficiente de comportamento de referência, q_0 =3.0, nas duas direções.

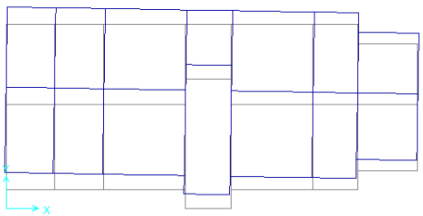
Para o cálculo do coeficiente de comportamento seguiu-se a equação 3.51

$$q = q_0.K_w \geq 1.5 \tag{3.51}$$

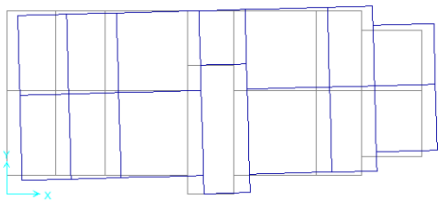
O fator K_w tem em conta o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Para o edifício em estudo K_w =1.0. Deste modo, o valor do coeficiente de comportamento adotado nas duas direções principais é q =3.0.

4.2 Análise modal por espectros de resposta

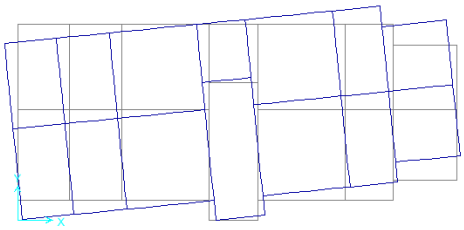
A avaliação da ação sísmica foi realizada com recurso à analise modal por espectro de resposta, utilizando a regra da combinação quadrática completa (CQC) para combinar os diferentes modos. As caracteristicas modais do edifício são resumidos na Tabela 4.6. A participação de massa indica que o primeiro modo é de translação na direção Y, o segundo modo é de translação na direção X, e o terceiro modo é de torção, Figura 4.5. Os três modos fundamentais de vibração (considerando a redução da rigidez de flexão e corte em 50%) têm periodos com valores de 0.68s, 0.65s e 0.53s. Os primeiros seis modos de vibração são suficientes para que a soma da participação de massa em cada direção seja de 90%.



a) Modo 1, T= 0.68 s



b) Modo 2, T= 0.65 s



c) Modo 3, T= 0.53 s

Figura 4.5- Três modos fundamentais de vibração

Tabela 4.6 – Participação de massa e períodos de vibração

Modo	T (s)	U_x (%)	U_y (%)
1	0.68	0.0	72.1
2	0.65	76.7	0.2
3	0.53	0.0	3.6
4	0.20	0.1	13.8
5	0.19	14.6	0.2
6	0.15	0.0	0.4
	∑	91.4	90.3

4.2.1 Efeitos acidentais de torção

Para ter em conta os efeitos acidentais de torção, relacionados com as incertezas na localização das massas no edifício e com a possível assimetria relativa à distribuição de rigidez e resistência quando ocorre o sismo, o EC8-1 considera uma excentricidade acidental (e_{ai}) para o centro de massa de cada piso:

$$e_{ai} = \mp 0.05\, L_i \tag{4.6}$$

em que L_i é a dimensão do piso na direção perpendicular à ação sísmica.

Os efeitos da torção acidental foram determinados considerando em cada piso a atuação de um momento torsor, de acordo com a seguinte expressão (com sinal positivo e negativo):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \tag{4.7}$$

em que F_i é a força estática horizontal ao nível do piso *i*, determinada a partir da força de corte na base.

<u>Cálculo da força de corte na base</u>

A força de corte sísmica na base é determinada para cada direção de acordo com a seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \tag{4.8}$$

em que:

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de cálculo para o período T_1.

T_1 – período de vibração fundamental na direção considerada.

m – massa total do edifício.

λ – fator de correção, cujo valor é 0,85

No edifício em estudo a massa total é de: m = 2528 ton. O período fundamental nas direções X e Y tem o valor de T_{1x}= 0.65 s e T_{1y}= 0.68 s, respetivamente. As ordenadas do espectro de cálculo para os períodos T_1 referidos, são: $S_d(T_{1x}$= 0.65) = 1.73 m/s^2 e $S_d(T_{1y}$= 0.68) = 1.61 m/s^2 .

A força de corte na base é de:

$$F_{bx} = 3717\ kN \text{ na direção X}$$

$$F_{by} = 3460\ kN \text{ na direção Y.}$$

Apresenta-se na Tabela 4.7 o valor da força estática horizontal ao nível de cada piso, F_i, que foi determinada de acordo com a seguinte equação:

$$F_i = F_b \cdot \frac{Z_i \cdot m_i}{\sum Z_j \cdot m_j} \tag{4.9}$$

em que m_i (m_j) são as massas dos pisos e z_i (z_j) as alturas correspondentes às massas.

Na Tabela 4.7 estão representados os valore dos momentos de torção acidentais a aplicar no centro de massa de casa piso, em que e_{xi}, e_{yi}, são os valores da excentricidade acidental.

Tabela 4.7 – Cálculo dos momentos de torção acidentais

Piso	Z_i (m)	m_i (ton)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	e_{xi} (m)	e_{yi} (m)	M_{xi} (kNm)	M_{yi} (kNm)
6	16.8	323	842.2	784.0	1.4	0.6	505.3	1097.3
5	14.0	441	958.2	892.0	1.4	0.6	574.9	1248.2
4	11.2	441	766.6	713.6	1.4	0.6	459.9	999.5
3	8.4	441	574.9	535.2	1.4	0.6	344.9	749.0
2	5.6	441	383.3	356.8	1.4	0.6	230.0	499.5
1	2.8	441	191.6	178.4	1.4	0.6	114.0	249.7

4.2.2 Cálculo dos deslocamentos

De acordo com o EC8-1 os deslocamentos associados à ação sísmica são obtidos pela seguinte expressão:

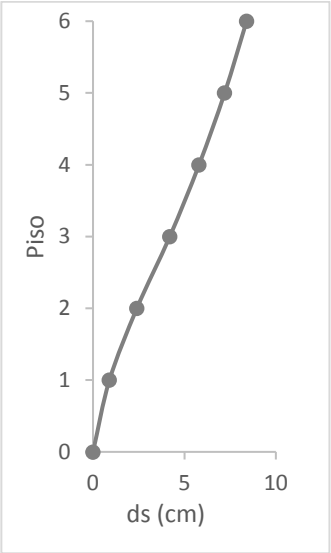
$$d_s = d_e \cdot q \tag{4.10}$$

em que d_e é o deslocamento determinado na análise linear, q é o coeficiente de comportamento adotado no cálculo. A tabela 4.8 mostra o valor do deslocamento (d_s) do ponto do centro de massa em cada piso.

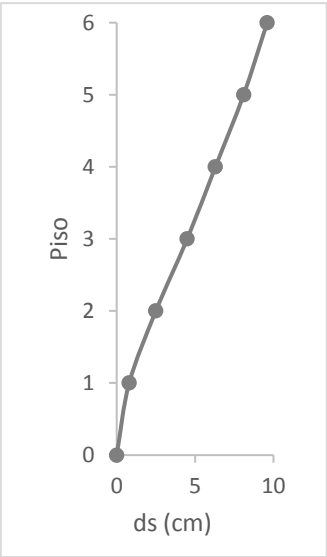
Pela Figura 4.6 é possível perceber o comportamento do sistema estrutural. Junto à base os deslocamentos são pequenos, revelando um comportamento típico de parede, nos últimos pisos a estrutura perde esse comportamento e nota-se uma interação entre paredes e pórticos.

Tabela 4.8 – Deslocamento do centro de massa em cada piso nas duas direções da ação sísmica

Piso	d_s (cm)	
	dir. X	dir. Y
6	8.4	8.4
5	7.2	7.2
4	5.8	5.8
3	4.2	4.1
2	2.4	2.3
1	0.9	0.8



a) Direção X



b) Direção Y

Figura 4.6- Deslocamento do centro de massa em cada piso, a) direção X, b) direção Y

4.2.2.1 Exigência de Limitação de danos

O requisito de limitação de danos é verificado em termos dos valores de deslocamento relativo entre pisos. Para tal o EC8-1 utiliza a seguinte expressão:

$$d_r \cdot \nu \leq \alpha \cdot h \tag{4.11}$$

em que h é a altura entre pisos, d_r é o deslocamento relativo entre pisos, ν é o fator de redução que tem em conta o menor período de retorno da ação sísmica, e que depende também da classe de

importância do edifício. Para classe de importância II o fator ν tem o valor de 0,5. O fator α tem em conta o tipo de elementos não estruturais e a sua ligação à estrutura. No edifício em estudo α tem o valor de 0,005, por terem sido considerados elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura. Deste modo o valor limite é obtido por:

$$\frac{d_r}{h} \leq 0.01$$

A Tabela 4.9 mostra os valores do deslocamento relativo entre pisos no ponto do centro de massa, nas duas direções. Todos os valores são inferiores ao limite estabelecido pelo requisito de limitação de danos.

Tabela 4.9 – Deslocamento relativo entre pisos no ponto do centro de massa em ambas direções

Piso	h (m)	d_r/h		Valor limite
		dir. X	dir. Y	
6	2.8	0.004	0.004	0.01
5	2.8	0.005	0.005	0.01
4	2.8	0.005	0.006	0.01
3	2.8	0.006	0.006	0.01
2	2.8	0.005	0.005	0.01
1	2.8	0.003	0.003	0.01

4.2.2.2 Efeitos de 2ª ordem

O critério adotado no EC8 para verificar a necessidade de se considerar os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento das estruturas, está relacionado com um coeficiente de sensibilidade (θ) ao deslocamento relativo entre pisos, calculado para cada piso pela seguinte expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \tag{4.12}$$

em que:

P_{tot} – carga gravítica total acima do piso considerado.

V_{tot} – força de corte total no piso considerado obtida pela análise modal por espectro de resposta

d_r – deslocamento relativo entre pisos

h - altura entre pisos

Para que não seja necessário considerar os efeitos de 2ª ordem, deve verificar-se a seguinte situação: $\theta \leq 0.10$. No caso do edifício em estudo, não é necessário ter em conta os efeitos de 2ª ordem, conforme mostra a Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Determinação do coeficiente de sensibilidade θ

Piso	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)		*dr* (m)		*θ*	
		dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y
6	3170	830	760	0.012	0.015	0.02	0.02
5	7500	1830	1604	0.014	0.018	0.02	0.03
4	12060	2584	2226	0.015	0.018	0.03	0.03
3	16500	3145	2690	0.017	0.020	0.03	0.04
2	20000	3494	2936	0.015	0.016	0.03	0.04
1	25353	3691	3140	0.009	0.008	0.02	0.02

4.3 Dimensionamento das zonas críticas pelo EC8

Foi efetuado o dimensionamento das zonas críticas dos elementos estruturais pertencentes ao "alinhamento 1". Trata-se de um pórtico formado por uma parede central, responsável por aproximadamente 25% da força de corte na base, e por dois pilares extremos.

4.3.1 Dimensionamento de vigas

A viga do "alinhamento 1" que apresenta maiores esforços devido à ação sísmica, está localizada no piso 3, estando representados na Tabela 4.11 os valores dos momentos referentes às ações sísmicas, e à carga quase permanente, bem como o resultado da combinação das referidas ações nas extremidades das vigas.

Tabela 4.11 – Momentos de cálculo

Viga	Secção	$M_{(Ex)}$ (kNm)	$M_{(Ey)}$ (kNm)	$M_{(g + \psi 2\ Q)}$ (kNm)	M_{Ed}^{-} (kNm)	M_{Ed}^{+} (kNm)
V 7.1	1	9.3	206.5	-37.6	-246.9	166.1
	2	9.9	212.1	-33.3	-248.4	175.5
V 7.2	1	4.9	228.0	-31.6	-261.1	194.9
	2	8.1	220.0	-27.5	-247.5	190.0

Tabela 4.12 – Área de armadura nas vigas

Viga	Secção	A_s (cm^2)		Armadura adotada	
		Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
V 7.1	1	15.2	10.2	6Φ20	4Φ20
	2	15.2	10.8	6Φ20	4Φ20
V 7.2	1	16.0	12.0	6Φ20	4Φ20
	2	15.2	11.7	6Φ20	4Φ20

O EC8 permite que seja colocada armadura superior na zona da laje, na situação em estudo optou-se por colocar toda a armadura na alma.

Verificação da armadura superior máxima de tração:

A área de armadura máxima de tração, por forma a cumprir as exigências de ductilidade assumida em projeto, é dependente da quantidade de armadura de compressão e da ductilidade em curvatura necessária:

$$\mu_\varphi = 2q_0 - 1 = 5$$

O fator de ductilidade em curvatura foi aumentado em 50% por se utilizar aço da classe B: μ_φ= 7.5, determinou-se a quantidade máxima de armadura pela seguinte equação:

$$\rho_{max} = \rho^{'} + \frac{0.0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \tag{4.13}$$

$\rho^{'}$ = 0.009, ρ_{max}= 0.014, que corresponde a uma área máxima, As_{max} = 19.2 cm^2 , valor superior ao adotado (6Φ20 = 18.84 cm^2)

Armadura mínima:

A área de armadura mínima é obtida pelo cálculo da densidade mínima de armadura na secção na viga, pela seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) = 0.00325 \tag{4.14}$$

Obtendo-se assim o valor da área de armadura mínima: $A_{s,min}$= 4,5 cm^2

Dimensionamento ao esforço transverso:

O dimensionamento do esforço transverso será realizado por capacidade real, formando-se as rótulas plásticas nas extremidades das vigas. Para o cálculo dos momentos resistentes é necessário considerar as armaduras superiores na largura efetiva do banzo. Para as vigas V 7.1 e V 7.2, a largura do banzo efetivo tem o valor de b_{eff} =0.72 m. Foi adotada armadura superior e inferior na laje de Φ 8//0.15, que corresponde a uma área de A_s= 3.35 cm^2/m. Deste modo o valor dos momentos resistentes nas extremidades das vigas:

M_{Rd}^- = - 414.3 kN

M_{Rd}^+= 227.3 kN.

O esforço transverso em cada extremidade é calculado de acordo com a expressão 3.54 e 3.55, com γ_{Rd} =1 para estruturas DCM.

$$V_{1,Ed} = V_{g+\Psi 2 \cdot q,1} + \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M^{-}_{Rb,1} + M^{+}_{Rb,2}}{l_{cl}} \right)$$

$$V_{2,Ed} = V_{g+\Psi 2 \cdot q,2} + \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M^{+}_{Rb,1} + M^{-}_{Rb,2}}{l_{cl}} \right)$$

A parcela correspondente à carga quase permanente é determinada num modelo de viga simplesmente apoiada, resultando:

$$V_{g+\Psi 2 \cdot q,1} = V_{g+\Psi 2 \cdot q,2} = 33.5 \text{ kN}$$

Deste modo obteve-se o valor de dimensionamento do esforço transverso em cada extremidade:

Para a viga V 7.1 : $V_{1,d} = V_{2,d}$ = 217.9 kN

Para a viga V 7.2 : $V_{1,d} = V_{2,d}$ = 239.8 kN

A área de armadura de esforço transverso a colocar na zona crítica é determinada de acordo com o EC2:

A_{sw}/s = 13.1 cm^2/m

O espaçamento dos estribos nas zonas críticas, $l_{cr} = h_w$, deve cumprir a seguinte condição:

$$s \leq min\left\{\frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl}\right\}$$

Adotou-se Est. 2R Φ10//0.10 a colocar junto aos apoios ao longo de 0.55m.

4.3.2 Dimensionamento de pilares

A Tabela 4.13 apresenta os esforços para as combinações sísmicas do pilar P1.

Tabela 4.13 – Esforços sísmicos no pilar P1

Pilar	Alinhamento	Piso	Secção	$g+\Psi_2Q+E_x+0.3E_y$			$g+\Psi_2Q+E_x+0.3E_y$		
				N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
P1	1-A	0	Base	-155	31	126	140	386	18
				-845			-1144		
			Topo	-138	30	40	158	58	18
				-827			-1125		
P1	1-E	0	Base	-37	43	131	57	390	19
				-991			-1087		
			Topo	-20	38	45	75	65	20
				-974			-1069		

O valor do esforço normal reduzido é inferior ao limite imposto no EC8 para estruturas DCM:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_{c \cdot f_{cd}}} = 0.27 < 0.65 \tag{4.15}$$

O sistema estrutural do edifício em estudo foi classificado, justificado no §4.1.4, como sendo de paredes não acopladas. Desta forma, os modos de rotura por piso flexível ficam "controlados" pela presença das paredes de betão, por esse motivo o EC8-1 não obriga à verificação e dimensionamento dos pilares pela condição "coluna forte/ viga fraca". O dimensionamento da armadura longitudinal é efetuado por flexão composta uniaxial para a combinação de esforços mais desfavorável. Adotou-se a seguinte armadura: 3Φ20 na menor face e 4Φ16 na maior face, que corresponde aos seguintes momentos resistentes para o mesmo esforço axial:

M_{yRd} = 127 kN

M_{xRd} =579 kN

Verificação à flexão composta biaxial na base dos pilares:

$$(M_{xEd}/M_{xRd}) + (M_{yEd}/M_{yRd}) \leq 1$$

$$(386/579) + (18/127) = 0{,}81 < 1$$

<u>Dimensionamento ao esforço transverso:</u>

O esforço transverso é calculado por equilíbrio, de acordo com o principio de dimensionamento por capacidade real, com γ_{Rd} =1,1 para estruturas DCM:

$$V_{1,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M^{-}_{Rc,1} + M^{+}_{Rc,2}}{l_{cl}}\right)$$

$$V_{2,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M^{+}_{Rc,1} + M^{-}_{Rc,2}}{l_{cl}}\right)$$

Deve ser considerado o momento resistente máximo, que acontece na situação de máximo esforço axial (N_{Ed} = 1144 kN):

M_{yRd} = 203 kN

M_{xRd} =770 kN

$$V_{x1,Ed} = V_{x2,,Ed} = 198\ kN$$

$$V_{y1,Ed} = V_{y2,,Ed} = 752\ kN$$

Desta forma, a área de cintas a colocar na base do pilar:

$$(A_{sw}/s)y = 22.7\ cm^2/m$$

$$(A_{sw}/s)x = 25.8\ cm^2/m$$

As cintas devem ser colocadas ao longo da zona crítica da base dos pilares, onde se desenvolvem as rótulas plásticas, numa extensão de:

$$l_{cr} = max\{h_c; l_c/6\,; 0.45\} = 1.0\ m$$

O afastamento máximo das cintas na direção longitudinal na referida zona crítica e junto ao topo do pilar:

$$s = min\{b_o/2\,; 175; 8d_{bl}\} = 10\ cm$$

<u>Armadura de confinamento:</u>

A armadura de confinamento a colocar na base do pilar, é calculada para a seguinte condição:

$$\alpha\omega_{\omega d} \geq 30\mu_\varphi \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \tag{4.16}$$

em que:

$$\omega_{\omega d} = \rho_w \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) \tag{4.17}$$

$$\rho_w = 2min\{\rho_{wx}; \rho_{wy}\} \tag{4.18}$$

$$\alpha\omega_{\omega d} \geq 0.12$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_0) \cdot (1 - s/2 \cdot b_0) = 0.7$$

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2\,/6 \cdot b_0 \cdot h_0 = 0.65$$

$$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n = 0.45$$

Resulta assim o valor de ρ_w = 0.012. Desta forma, os valores das densidades em X e Y devem ser superiores a 0.006. Tendo em conta a armadura adotada, Figura 4.7, os valores das densidades são os seguintes:

$$\rho_{wx} = \frac{A_{sw,x}}{h_0 s} = 0.007 > 0.006$$

$$\rho_{wy} = \frac{A_{sw,y}}{b_0 s} = 0.011 > 0.006$$

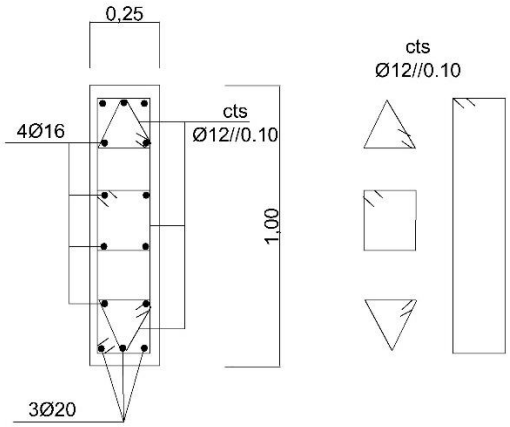


Figura 4.7- Pormenor da armadura do Pilar P1

4.3.3 Dimensionamento de paredes

A parede P4, de dimensões 0.25m X 2.50m tem os seguintes valores de esforços para a ação sísmica em Y:

M = 4325 kNm

V = 917 kN

A zona crítica, que se situação junto ao encastramento, deve ter a altura calculada da seguinte forma:

$$h_{cr} = max\{l_w; h_w/6\} = 2.8\ m$$

O comprimento minino onde deve ser concentrada a armadura longitudinal junto às extremidades da secção da parede é determinado por:

$$l_c = max\{0.15l_w; 1{,}5b_w\} = 0.375\ m$$

Optou-se por concentrar 12Φ25 (As= 58.9 cm^2) em 0.6m para cada extremidade da secção. Valor inferior à taxa máxima de armadura de um pilar de dimensões 0.25m X 0.60 m. Na armadura de alma em ambas as faces Φ12//0.15. (As= 7.5 cm^2/m por face).

O esforço axial reduzido, calculado pelo valor da ação quase permanente, já que a parede se encontra no meio de um sistema porticado e o seu esforço axial para a ação sísmica é por isso quase nulo, tem o seguinte valor:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_{c \cdot f_{cd}}} = \frac{1295}{2.5 \cdot 0.25 \cdot 16700} = 0.12$$

Valor inferior ao limite imposto para estruturas de classe DCM de 0.4.

Armadura de confinamento:

Apesar do valor do esforço axial reduzido da parede ser inferior a 0.15 e como tal não é exigido a utilização de armadura de confinamento, optou-se por dotar a parede de melhores condições de ductilidade confinando os elementos de extremidade:

$$\alpha\omega_{\omega d} \geq 30\mu_{\varphi}(\nu_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_o} - 0.035 \tag{4.19}$$

em que:

$$A_{sv} = 1.3 \cdot 2 \cdot 7.5 = 19.5 \text{ cm}^2$$

$$\omega_v = \left(\frac{A_{sv}}{l_w b_c}\right) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{4.20}$$

$$\omega_v = 0.065$$

$$\alpha\omega_{\omega d} = 0.074$$

É um valor reduzido, já que o esforço axial é baixo. Optou-se por colocar cintas de Φ10 envolvendo todos os varões dos elementos extremos, afastadas longitudinalmente de 10 cm, respeitando a seguinte regra:

$$s = min\left\{\frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bl}\right\}$$

Dimensionamento ao esforço transverso:

O comportamento das paredes é fortemente influenciado pelas forças de corte e por isso mais propicias a sofrerem roturas por corte, provocando assim a rápida perda de resistência da estrutura.

O dimensionamento ao esforço transverso para classe DCM na zona crítica, é efetuado considerando um fator de majoração de 1.5:

$$V_{Ed} = 1{,}5 \cdot 917 = 1375\ kN$$

$$A_{sw}/s = 16.4\ cm^2/m$$

Optou-se por adotar 2R Φ12//0.125.

4.4 Análise não linear

Na modelação da análise não linear deve ser incluído o comportamento pós-cedência dos elementos estruturais, através de modelos que simulem a plasticidade nas zonas onde previsivelmente ocorram as deformações inelásticas. No caso do edifício em estudo, efetuou-se uma análise espacial não linear com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*. Este software permite modelar o

comportamento não linear através de modelos de plasticidade concentrada, disponibilizando relações força-deslocamento automáticas, já referidas no § 3.1.3.2, ou por introdução direta das relações momento-curvatura dos elementos.

Rótulas plásticas

No edifício em estudo foi utilizado o método CALTRANS para modelar as rótulas plásticas. Este método apresenta uma relação momento-curvatura idealizada bilinear elasto-plástica perfeita. As rótulas plásticas são localizadas nas extremidades dos elementos, onde se prevê que ocorram as deformações inelásticas sob ação sísmica.

Os métodos para o cálculo do comprimento das rótulas plásticas em vigas, pilares e paredes foram apresentados em §3.1.3.1

Apresenta-se na Tabela 4.14 os comprimentos adotados

Tabela 4.14 – Comprimentos de rótulas plásticas

Elemento estrutural	Comprimento de rótula plástica (m)
Vigas até 5 m de vão	0.29
Vigas com mais de 5m de vão	0.35
P1, P2, P3, P5, P10	0.22
P4	0.87
P6, P7, P8, PV (núcleo)	0.59
PH (núcleo)	0.77

Materiais

Através da ferramenta *Section Designer* que o programa SAP2000 disponibiliza, é possível introduzir as características não lineares dos materiais bem como a localização e diâmetro das armaduras longitudinais nas secções dos elementos estruturais, resultantes da análise linear (a armadura dos elementos verticais foi assumida igual da base ao topo).

Adotou-se o modelo *Mander* (descrito no §3.1.1.2) para o betão confinado e não confinado. Na modelação o betão confinado está localizado na base dos elementos verticais (onde se prevê a possibilidade de deformações inelásticas, pelo método da capacidade real).

O modelo adotado para o aço é o descrito em §3.1.2, com as seguintes características para o aço A400 NR [Pipa,1993]:

- tensão última, f_t = 513 Mpa
- Extensão característica limite do patamar de cedência, ε_{yk} = 2.8%
- Extensão característica última, ε_{uk} = 14%

4.4.1 Curva de capacidade

A curva de capacidade representa a relação entre o corte na base e o deslocamento do topo do edifício, para a obter foram realizadas análises *pushover* com carregamentos não adaptativos proporcionais ao modo fundamental de cada direção e carregamentos uniformes em altura. Em cada direção a análise é feita nos dois sentidos. As Figuras 4.8 e 4.9 mostram as curvas de capacidade obtidas para a direção X e Y, respetivamente. As curvas de capacidade originadas por carregamento uniforme têm, em ambas as direções, valores de força de corte na base superior ao carregamento modal.

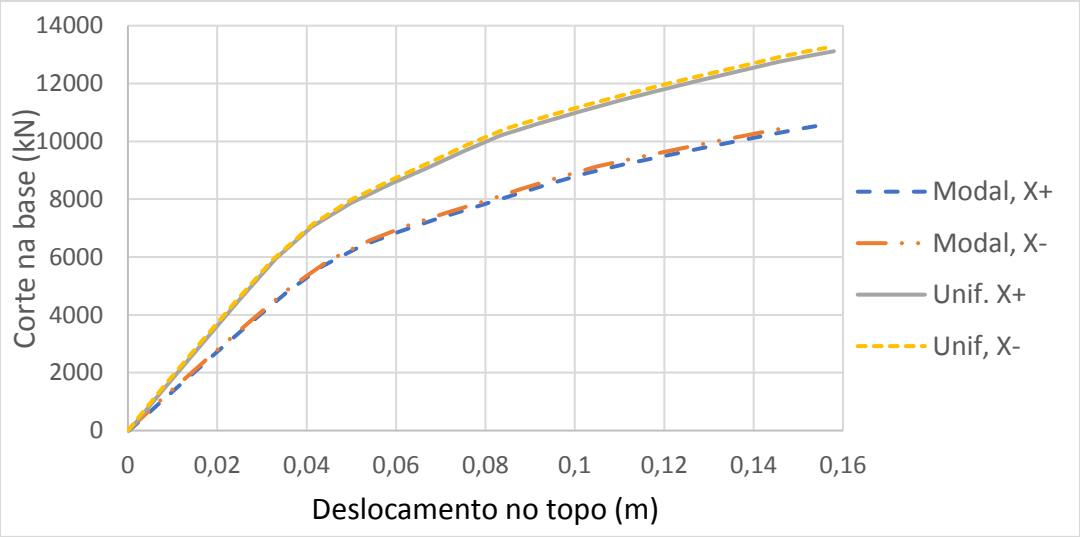


Figura 4.8- Curva de capacidade, direção X

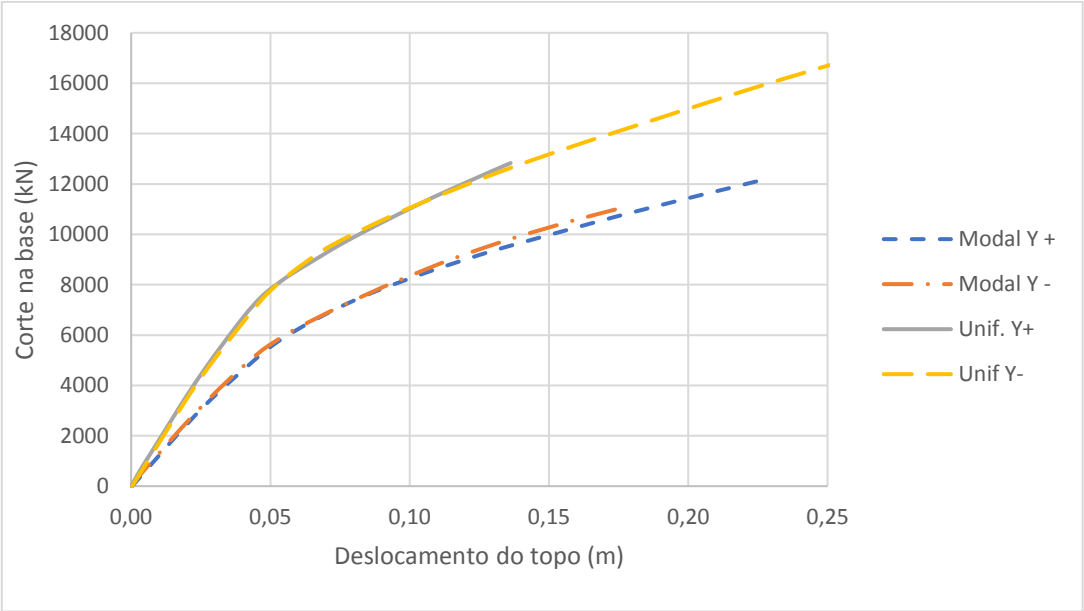


Figura 4.9- Curva de capacidade, direção Y

4.4.2 Aplicação do método N2

Após obtidas as curvas de capacidade, foi calculado o fator de transformação em cada direção, para assim se obterem as curvas de capacidade do sistema SDOF equivalente:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \, \Phi_i}{\sum m_i \, \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \, \Phi_i^2}$$

A Tabela 4.15 mostra os valores do fator de transformação obtidos, em função da massa e dos deslocamentos modais normalizados de cada piso:

Tabela 4.15 – Fator de transformação na direção X e Y

Piso	Massa (ton.)	Direção X	Direção Y
		Φ_i	Φ_i
6	317	1.0	1.0
5	441	0.88	0.84
4	441	0.72	0.67
3	441	0.52	0.46
2	441	0.31	0.25
1	441	0.12	0.08
	$\Gamma =$	**1.36**	**1.40**

Com base nas curvas de capacidade SDOF, foram determinadas as relações bilineares elasto-perfeitamente plástico, partido do valor da força de corte máxima do sistema SDOF, F*, e igualando as áreas acima e abaixo entre as duas curvas. As Figuras 4.10 a 4.113 mostram o diagrama F*-d*, com as relações bilineares para cada direção e tipo de carregamento.

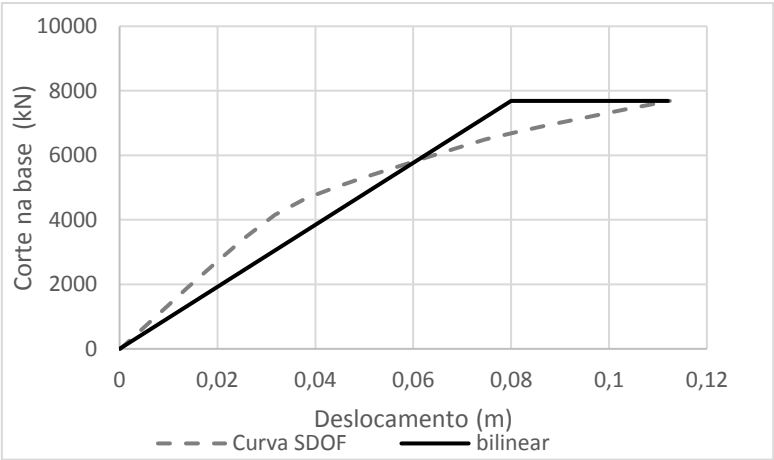


Figura 4.10-Relação bilinear, modal em X

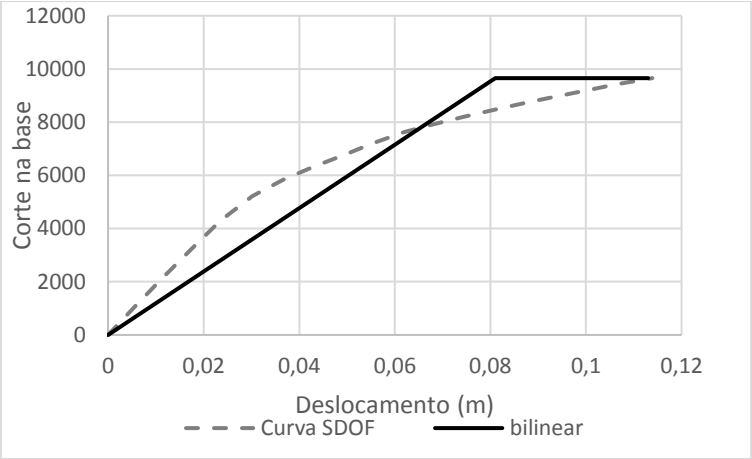


Figura 4.11-Relação bilinear, uniforme em X

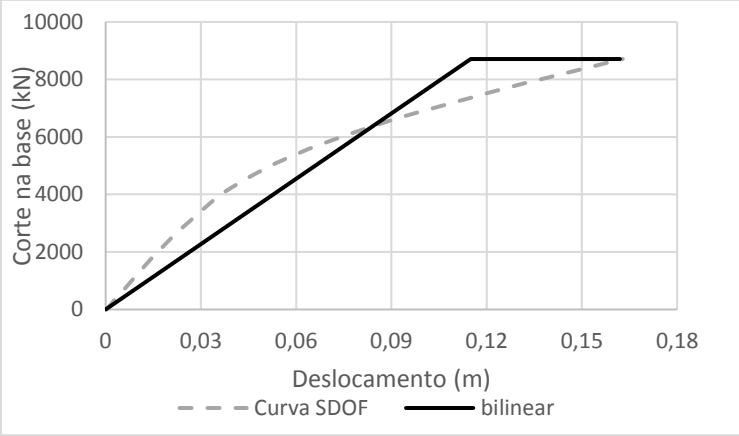


Figura 4.12-Relação bilinear, modal em Y

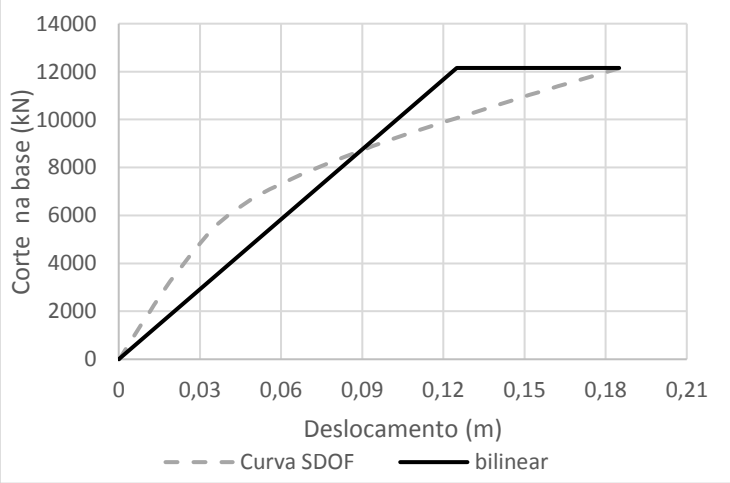


Figura 4.13-Relação bilinear, uniforme em Y

A partir da relação idealizada bilinear foi determinado o valor do deslocamento de cedência do sistema SDOF, d*y. Calculando-se assim o período equivalente T*, e a aceleração que provoca a força de corte máxima na base do sistema SDOF, Sa, através das Equações 2.22 e 2.23, respetivamente.

O valor da aceleração elástica, Sae, para o período T*, é sempre inferior ao valor da aceleração do sistema SDOF, resulta assim que o espectro de resposta no formato ADRS, para a situação em estudo, cruza a relação bilinear no ramo elástico, ou seja, para a ação sísmica considerada a resposta será elástica. Os valores dos deslocamento-alvo, d*t, são de leitura direta do espectro de resposta elástico para o período T*. A Tabela 4.16 apresenta os valores dos parâmetros acima referidos e o valor do deslocamento de topo da estrutura MDOF, obtido pela multiplicação do fator de transformação pelo deslocamento-alvo. A Figura 4.14 mostra o espectro de resposta elástico ADRS, com as relações bilineares originadas pelo carregamento modal.

Tabela 4.16 – Resultados da análise pelo método N2 na direção X e Y

	Modal Dir. Y	Unif. Dir. Y	Modal Dir. X	Unif. Dir. X
m*	1338.5		1513.9	
F* (kN)	8710	12152	7686	9655
d*y (m)	0.115	0.125	0.081	0.080
d*u (m)	0.162	0.185	0.112	0.113
d*u/d*y	1.41	1.48	1.38	1.41
T* (s)	0.83	0.73	0.78	0.71
Sa (m/s^2)	6.5	9.0	5.1	6.4
Sae (m/s^2)	4.0	4.6	4.4	4.8
d*t (m)	0.07	0.06	0.07	0.06
Δ (m)	**0.098**	**0.084**	**0.095**	**0.081**

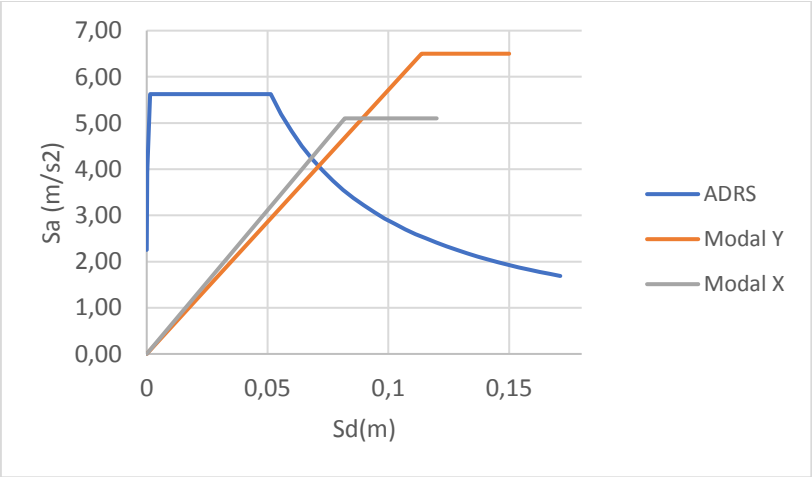


Figura 4.14-Espectro de resposta elástico, ADRS

A partir dos resultados pode observar-se o seguinte:

- O valor do período T* para o carregamento modal é superior ao período do carregamento uniforme. Era percetível da observação da relação bilinear, já que a relação força/deslocamento (rigidez) é maior no caso do carregamento uniforme.
- O período T* é maior que o período fundamental de cada direção determinado na análise elástica.
- O deslocamento-alvo e o deslocamento do topo originado pelo carregamento modal é superior ao originado pelo carregamento uniforme.
- A resposta da estrutura SDOF equivalente é elástica para a ação sísmica considerada, d*t <d*y , Sae < Sa
- A ductilidade da estrutura SDOF, d*u/d*y, tem valores próximos de 1.4, revelando a baixa ductilidade disponível do sistema estrutural.

4.4.3 Aplicação do método CSM

No médoto CSM, ao contrário do que acontece no método N2, a construção da relação bilinear e o período efectivo dependem da ação sísmica. A relação bilinear depende da rigidez inicial da estrutura e considera rigidez pós-cedência.

Os pârametros resultantes do método CSM foram obtidos através do *SAP2000* para as versões do ATC-40 e FEMA440. Estão identificados nos §2.4.2 e §2.4.3 os significados e as expressões de cálculo das grandezas envolvidas. Os resultados para o método CSM-FEMA 440 são apresentados na Tabela 4.17 e para o CSM-ATC 40 na Tabela 4.18

Tabela 4.17 – Resultados da análise pelo método CSM-FEMA 440, na direção X e Y

	Modal Dir. Y	Unif. Dir. Y	Modal Dir. X	Unif. Dir. X
V (kN)	7533	9470	7638	9123
Sd (m)	0.058	0.048	0.057	0.052
T_{eff} (s)	0.75	0.65	0.77	0.68
Sa (m/s^2)	4.0	4.4	3.7	4.3
μ	1.7	1.5	1.9	2.0
D (m)	**0.075**	**0.065**	**0.077**	**0.068**

Tabela 4.18 – Resultados da análise pelo método CSM-ATC 40, na direção X e Y

	Modal Dir. Y	Unif. Dir. Y	Modal Dir. X	Unif. Dir. X
V (kN)	7288	9207	7376	8720
Sd (m)	0.055	0.046	0.053	0.047
T_{eff} (s)	0.74	0.64	0.76	0.67
Sa (m/s^2)	4.0	4.4	3.6	4.2
β_{eff}	0.11	0.12	0.13	0.13
D (m)	**0.070**	**0.061**	**0.071**	**0.062**

Dos resultados obtidos pode concluir-se que o método N2 é o que apresenta maiores valores de deslocamento no topo da estrutura (D), continuando a ser o carregamento modal o que provoca maiores deslocamentos. O valor da ductilidade obtida pelo CSM-FEMA440, está entre 1.5 e 2.0, sendo maior na direção X.

4.4.4 Avaliação de desempenho

Com base nos resultados da análise não linear, é possível fazer uma avaliação de desempenho da estrutura. Partindo dos valores mais desfavoráveis (método N2, carregamento modal), foram determinados os deslocamentos no centro de massa para os vários pisos, e também os valores dos deslocamentos relativos entre pisos. A Tabela 4.19 mostra a comparação entre os deslocamentos determinados pela análise linear e pelo método N2. Os valores dos deslocamentos obtidos pelo método N2 são um pouco superiores aos resultados da análise linear, continuando a verificar-se a exigência de limitação de danos.

Tabela 4.19 – Deslocamentos pela análise linear e por método N2

Piso	h (m)	Análise linear				Método N2			
		Deslocamento (cm)		d_r/h		Deslocamento (cm)		d_r/h	
		dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y	dir. X	dir. Y
6	2.8	8.4	8.4	0.004	0.004	9.9	9.6	0.005	0.004
5	2.8	7.2	7.2	0.005	0.005	8.6	8.5	0.005	0.005
4	2.8	5.8	5.8	0.005	0.006	7.1	7.0	0.006	0.006
3	2.8	4.2	4.1	0.006	0.006	5.3	5.3	0.007	0.006
2	2.8	2.4	2.3	0.005	0.005	3.3	3.5	0.007	0.007
1	2.8	0.9	0.8	0.003	0.003	1.4	1.6	0.005	0.006

Verificação das rotações

É possível através dos resultados da análise não linear conhecer os valores das rotações que apresentam as rótulas plásticas para o deslocamento de topo determinado. Foi feita uma verificação dos referidos valores no “alinhamento 1”, que anteriormente foi dimensionado.

A Tabela 4.20, apresenta os valores da rotação plástica (θ_p) nas extremidades dos elementos estruturais para o deslocamento de topo resultante do método N2, considerando a ação sísmica na direção Y. Os elementos são os anteriormente dimensionados. A rotação de cedência foi obtida de acordo com a Equação 3.34, em função da curvatura de cedência determina para uma relação momento-curvatura elasto-plástica perfeita. O fator de ductilidade necessário em rotação foi obtido da seguinte relação:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_p + \theta_y}{\theta_y} \tag{4.21}$$

O fator de ductilidade exigido em curvatura foi obtido da expressão do EC8-1, Equação 3.40 da presente dissertação. Da observação dos resultados pode concluir-se que o fator de ductilidade em curvatura assumido no dimensionamento é superior ao valor registado, portanto, do lado da segurança.

Tabela 4.20 – Fatores de ductilidade

Elemento	θ_y (rad.)	θ_p (rad.)	μ_Φ	μ_φ
Viga V 7.1, V7.2	4.3 x10^{-3}	5.3x10^{-3}	2.24	3.48
P4	2.3 x10^{-3}	4.9x10^{-3}	3.15	5.30
P1	3.4 x10^{-3}	3.6x10^{-3}	2.08	3.16

A Figura 4.15 mostra a disponibilidade das rótulas plásticas na situação acima referida, para um carregamento modal na direção positiva de Y. A primeira cor a contar de baixo da escala (rosa), corresponde ao inicio da fase plástica, o limite superior da quarta cor (verde) corresponde ao esgotamento da secção. É possível verificar que as rótulas se formam preferencialmente nas extremidades das vigas, sendo menos solicitadas nos pisos superiores, onde os deslocamentos relativos são menores. A parede apenas forma rótulas na sua base (como era desejável), enquanto nos pilares surgem rótulas ao longo da sua altura. Nota-se que o pilar não foi dimensionado pelo principio da “coluna forte/viga fraca” e pode ser considerado um elemento secundário.

A possibilidade de visualizar a evolução das rotações plásticas e os possíveis modos de colapso, é outra vantagem da análise estática não linear. Deste modo, é possível entender o funcionamento da estrutura quando os seus elementos entram em cedência e a consequente redistribuição de esforços,

identificar as situações que a análise linear deixa “escondidas”, e conseguir melhores soluções no dimensionamento da estrutura.

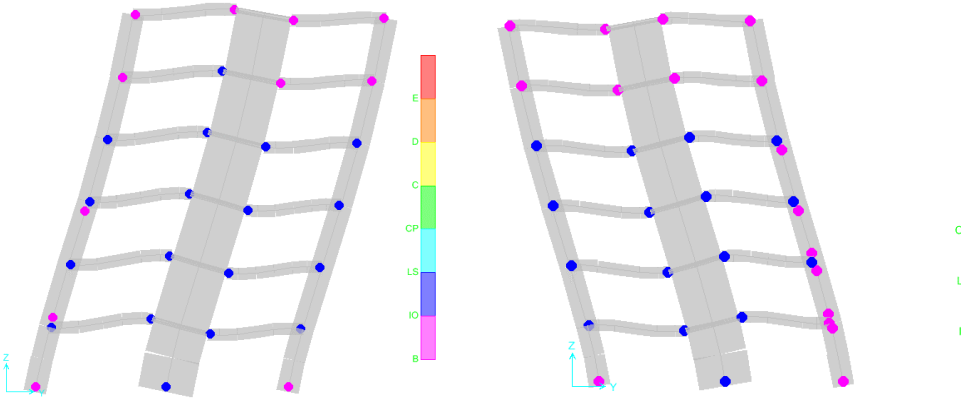


Figura 4.15-Desempenho das rótulas plásticas do “alinhamento 1”

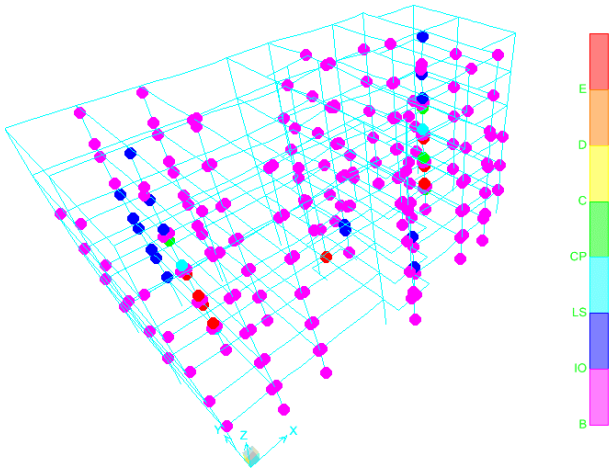


Figura 4.16-Desempenho das rótulas plásticas para ação sísmica na direção X

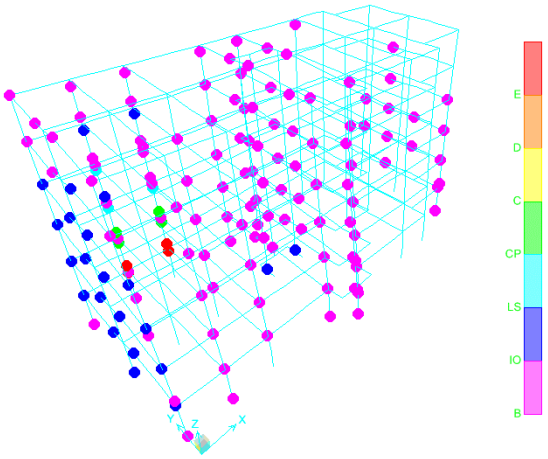


Figura 4.17-Desempenho das rótulas plásticas para ação sísmica na direção Y

5. Conclusões

A ação sísmica tem características diferentes das outras ações, o comportamento da estrutura não tem influência nas cargas gravíticas ou na ação do vento, mas é justamente em função do seu comportamento que dependem os esforços de origem sísmica e a sua distribuição pela estrutura. Esta característica particular deve-se à capacidade das estruturas se deformarem além do limite elástico dos seus elementos, existindo assim um compromisso entre resistência e capacidade de dissipação de energia.

Os sismos ocorridos nas últimas décadas têm mostrado algumas fragilidades no dimensionamento das estruturas, conduzindo a alterações nas regulamentações existentes, criando novas exigências de conceção. O método de dimensionamento por capacidade real é um exemplo dessas alterações, estando na sua génese a ideia de conciliar capacidade resistente e ductilidade, preservando os elementos estruturais mais suscetíveis de sofrerem deformações elevadas que conduziriam ao colapso, e protegendo a estrutura de modos de com rotura frágil, dando capacidade de ductilidade a elementos para que possam dissipar com eficiência a energia proveniente do sismo.

O desempenho sísmico de uma estrutura de betão armado, está dependente do comportamento não linear dos seus materiais. O betão e o aço têm respostas diferentes às solicitações impostas, fruto das diferentes características que possuem. A ductilidade que apresenta o aço, confere-lhe a capacidade de dissipação de energia, mas isso só é possível se os ciclos histeréticos forem suportados pelo betão, sem perdas de resistência significativa. Ou seja, é a conjugação do comportamento dos dois materiais que torna possível o bom desempenho da estrutura. Como foi visto no Capitulo 3, é possível melhorar o comportamento do betão através de um eficiente sistema de cintagem, resultando assim numa melhor capacidade de deformação inelástica da secção.

Apesar do comportamento das estruturas como resposta à ação sísmica se dar em regime não linear, os métodos de análise utilizados são maioritariamente lineares, com recurso à analise modal por espectro de resposta. Estes métodos são baseados na redução da ação sísmica por um fator que pretender simular o comportamento não linear. Por ser um método aproximado, sofre de algumas insuficiências, e pode por isso, conduzir a alguns erros de análise e dimensionamento. Os métodos baseados em análise não linear, visto no Capitulo 2, constituem um bom complemento de avaliação do comportamento não linear, permitindo aferir sobre a exatidão do coeficiente de comportamento adotado na análise linear. No entanto estes métodos não lineares ainda sofrem de algumas limitações, principalmente em estruturas irregulares e com comportamento de torção relevante, pelo que se deve ter atenção na avaliação dos resultados.

Foi analisado um edifício de sistema estrutural em parede, de acordo com as definições do EC8-1. Os sistemas estruturais em parede caracterizam-se por apresentar elevada rigidez, as deformações são relativamente reduzidas, não ocorrendo geralmente problemas de limitação de deslocamentos relativos entre pisos, tal como foi visto no presente trabalho. As rótulas plásticas formam-se na base das paredes, pelo que a redundância destes sistemas estruturais é menor, situação que pode ser

melhorada com a utilização de vigas por forma a constituir um sistema porticado e assim diminuir a dependência da estrutura do desempenho da parede na dissipação de energia.

Na análise linear realizada foi adotado o valor do coeficiente de comportamento máximo previsto no EC8 para o sistema estrutural do edifício em estudo, e dimensionadas as secções críticas do pórtico mais solicitado à ação sísmica, de acordo com o método de dimensionamento por capacidade real e de acordo com os requisitos de ductilidade local.

Foi posteriormente feita uma análise não linear tridimensional, com base nas secções e armaduras resultantes da análise linear, onde foram modeladas as rótulas plásticas de acordo com o método CALTRANS, disponibilizado automaticamente pelo software *SAP2000*, em que a relação momento-curvatura é elasto-plástica perfeita. Com base nas curvas de capacidade assim obtidas, foram utilizados dois métodos baseados na análise estática não linear (método N2 e CSM), previstos na regulamentação europeia e americana. O método N2 apresentou valor de deslocamentos no topo da estrutura ligeiramente superiores ao do método CSM. Para o método N2 a estrutura responde elasticamente à ação sísmica a que esta sujeita, e revela valores baixos da ductilidade disponível do sistema estrutural, próximos de 1.4. No método CSM-FEMA440, em que a curva idealizada bilinear depende do espectro de resposta elástico, revelou valores de ductilidade igualmente baixos, entre 1.5 e 2. Conclui-se que para a curva de capacidade utilizada os valores de ductilidade são inferiores ao que foi adotado na análise linear.

Outra das vantagens da análise estática não linear é permitir a possibilidade de avaliar o desempenho da estrutura, conhecer os deslocamentos e rotações das rótulas plásticas. É também possível avaliar as decisões tomadas em dimensionamento, nomeadamente verificar a localização da formação de rótulas plásticas, bem como aferir dos níveis de ductilidade necessários para cada nível de desempenho.

Muitas situações ficam “escondidas” na análise linear, que podem conduzir a erros de avaliação e dimensionamento, a utilização de métodos não lineares pode facilmente ajudar a tomar melhores decisões.

Apesar da evolução na modelação de estruturas que se tem registado nas ultimas décadas, há ainda vários comportamentos locais importantes de difícil simulação, como a degradação de resistência devido à encurvadura dos varões longitudinais, perda de aderência na ligação aço-betão, ou interação flexão-corte. Por forma a melhorar o conhecimento na modelação e torna-la mais aproximada do comportamento estrutural, seria desejável que estudos futuros seguissem esse caminho. Bem como uma evolução nos métodos de análise estática não linear de forma a torna-los uma ferramenta capaz de simular a grande maioria de sistemas estruturais.

Referências

Antoniou S. Pinho R.(2004). *Development and verification of a displacement based adaptive pushover procedure.* Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8(5), pp 643-661

Appleton J. (2013). *Estruturas de Betão*-Volumes 1 e 2. Edições Orion, Portugal

ASCE (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356*. American Society of civil Engineers. Washington D.C.

ATC (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Vol. 1, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City, Califórnia

ATC (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440 Report,* Applied Technology Council, Redwood City, Califórnia

Bhatt C. (2012). *Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSP_S) – A New 3D Pushover Procedure*. PhD Thesis, Instituto Superior Técnico- Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.

Bracci J.M., Kunnath S.K., Reinhorn A.M. (1997). *Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures.* ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, pp.3-10

Casarotti C., Pinho R. *An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action.* Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 5(3), pp. 377-390

Caltrans (2009). *Caltrans Seismic Design Criteria – Version 1.5.* Department of Engineering Services, California Department of Transportation, California, USA.

CEN (2004a). *European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* European Committee for Standardization, Brussels.

CEN (2004b). *European Standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings.* European Committee for Standardization, Brussels

CEN (2005). *European Standard EN 1998-2:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistence, Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization, Brussels

Chopra, A.K. (2007). *Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 3rd edition. Pearson Prentice Hall.

CSI (2009). *SAP2000, Version 16*. Integrated Software for Structural Analysis and Design. Computers and Structures Inc.(CSI). Berkeley, California, USA.

Deierlein G.G., Reinhorn A.M., Willford M.R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design – A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief Nº 4*, produced by the

NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA.

Fajfar P. (1999). *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectrum.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol 28, pp. 979-993

Fajfar P. (2000). *A Nonlinear analysis method for performance-based seismic design*. Earthquake Spectra, Vol 16(3), pp.573-592.

Fajfar P., Marusic D., Perus I.(2005a). *The extension of the N2 method to asymmetric buildings.* Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behavior of irregular and complex structures, Thessaloniki

Fajfar P., Marusic D., Perus I.(2005b). *Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings.* Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9(6), pp 831-854

Fajfar P., Fischinger M.(1987). *Non-linear seismic analysis of RC buildings: Implications of a case study.*European Earthquake Engineering, 1, 31-43

Fajfar P. Fischinger M.(1989). *N2- A method for non-linear seismic analysis of regular buildings,* Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol. V, 111-116

Freeman S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V. (1975). *Evaluation of existing buildings for seismic risk- A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington.* Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Berkeley, USA. pp. 113-122.

Gulkan P., Sozen M., (1974). Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquakes motions. ACI Journal. Vol 71 pp. 604-610

Kappos A.J., Tsakas A. (1996). *Influence of capacity design method on the seismic response of RC columns.* Eleventh World Conference on Earthquake Engineering

Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., MacRae G.A. (1994). *Displacement-based design: a methodology for seismic design applied to single degree of freedom reinforced concrete structures.* University of California, San Diego, USA

Krawinkler H., Seneviratna G. (1998). *Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering and Structures*. Vols. 20(4-6), pp. 452-464.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1984). *Theoretical Stress-Strain Model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering. ASCE. Vol 114(3), pp. 1804-1826.

Miranda E., (1991). *Seismic evaluation and upgrading of existing buildings.* Ph.D. dissertation. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA

Moehle J.P., Hooper J.D. (2016). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames – A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief Nº 1-Second Edition*,

produced by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA.

N A (2008). Comissão Técnica Portuguesaa de Normalização CT 115- Eurocódigos Estruturais, Anexo Nacional NA da NP EN 1988-1 (Versão de 5 de Junho de 2008), Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

Paulay T., Priestley M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons, New York, USA.

Pipa J.A.L. (1993). *Ductilidade de elementos de betão armado sujeitos a ações cíclicas, influência das características mecânicas das armaduras.* Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa

Priestley M.J.N. (2000). *Performance Based Seismic Design, 12th* World Conference Earthquake *Engineering 2000, Auckland, New Zealand.*

Priestley M.J.N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering (Revisited). IUSS Press- Instituto Universitario di Studi Superiori. Pavia, Italy.

Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007). Displacement Based Seismic Design of Structures. IUSS Press- Instituto Universitario di Studi Superiori. Pavia, Italy.

Saiidi, M. and Sozen, M.A., (1981). *Simple nonlinear seismic analysis of RC structures.* Journal of Strutural Division, ASCE, 107, 937-952

Salvitti, L.M., Elnashai, A.S. (1996). *Evaluation of behavior factos for RC buildings by nonlinear dynamic analysis.* Eveventh World Conference on Earthquake Engineering.

SEAOC (1995). *A framework for performance-Based Design.* Strutural Engineers Association of California, Vision 2000 Committe, Sacramento, California.