



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Análise Estática Não Linear de um Edifício em Betão Armado

DIOGO MIGUEL GUERREIRO TEIXEIRA

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientadores:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião Gamito Reis

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutora Ana Rita Gião Gamito Reis

Doutor Rui Pedro César Marreiros

Dezembro de 2014

Agradecimentos

O desenvolvimento deste trabalho final de Mestrado é o resultado de um trabalho que não seria possível sem o esforço e apoio daqueles cuja contribuição foi indispensável para a sua realização, aos quais expresso os meus sinceros agradecimentos.

Em primeiro lugar agradeço aos Professores António Gorgulho e Ana Reis pela partilha de conhecimentos, pela disponibilidade demonstrada, pela orientação e pela forma simpática com que acompanharam a elaboração deste trabalho, muito contribuindo não apenas para a sua elaboração, mas também para a minha formação pessoal e académica.

Gostaria de agradecer novamente aos professores António Gorgulho e Ana Reis, por compreenderem a minha decisão de prolongar a entrega da TFM, devido a não ser fácil conciliar o trabalho com o desenvolvimento da mesma mas, com muito empenho foi possível fazê-lo no decorrer deste ano.

Em segundo lugar, gostaria de dirigir os meus agradecimentos a todos os meus amigos e todos os colegas do ISEL, pelo companheirismo demonstrado durante todo o percurso académico, pela partilha de histórias e pelo espírito de união que foi desenvolvido, contribuindo para a minha evolução como indivíduo.

Em terceiro lugar, manifesto a minha gratidão aos meus colegas de trabalho e amigos dos gabinetes de projeto, Sacramento Campos Projetos e Serviços S.A. e Konceptness – Business and Industry Solutions, lda., pelo apoio, motivação e conhecimentos transmitidos que foram fulcrais para o meu crescimento profissional e pessoal, na área de Engenharia Civil.

Por último, agradeço profundamente a toda a minha família, de uma forma especial aos meus pais e irmão, por toda a compreensão, incentivo e por permitirem e fazerem todos os possíveis para que eu pudesse finalizar o meu Mestrado em Engenharia Civil.

Resumo

A crescente preocupação com os efeitos da atividade sísmica nas construções a par das novas formas que a arquitetura moderna proporciona, impõe à engenharia desafios cada vez mais interessantes.

No decorrer dos últimos anos, foi incontestavelmente reconhecido que o projeto sísmico de estruturas não pode deixar de considerar a capacidade de dissipação da energia por parte destes.

No dimensionamento sísmico, de maneira a não encarecer o projeto e/ou obra, admite-se que as estruturas podem deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos local e global.

No EC 8-1 [60] são apresentados diversos métodos de análise sísmica, sendo uns mais complexos e mais morosos do que outros. Dependendo das características e do tipo de estruturas, os métodos de análise possíveis são os métodos de análise linear, destacando-se as análises estáticas equivalentes e as dinâmicas por espectro de resposta; e os métodos de análise não linear, destacando-se as análises estáticas de aplicação progressiva de cargas laterais e/ou deslocamentos e as análises dinâmicas de avaliação da resposta estrutural ao longo do tempo.

Em termos de dimensionamento sísmico, as análises lineares apresentam-se como as mais correntes. No entanto, as análises estáticas não lineares têm vindo ao longo dos anos a ganhar maior relevo nesta área por apresentarem vantagens, como por exemplo, determinação de zonas frágeis e possíveis mecanismos de colapso não identificáveis na aplicação de uma análise linear, sobrepondo-se às análises dinâmicas não lineares, devido a estas serem bastante morosas, não sendo viáveis relativamente aos habituais prazos de execução de projetos.

Devido às dificuldades da implementação de análises dinâmicas não lineares e, na tentativa de obter esses resultados mas através de análises estáticas, considerando também o comportamento não linear dos materiais, desenvolveram-se várias metodologias de análise *Pushover*. A modelação do comportamento não linear dos materiais pode ser realizada admitindo que este é descrito em termos das deformações inelásticas concentradas nas extremidades dos elementos (modelação com não linearidade

concentrada) ou, por outro lado, considerando a distribuição de deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelação com não linearidade distribuída).

No presente trabalho, tem-se como objetivo o estudo da aplicação da análise *Pushover*, segundo o Método N2 presente no EC 8 [60], a um edifício escolar de betão armado, por forma a estabelecer-se a sua capacidade resistente. A partir desta análise poder-se-á caracterizar o desempenho estrutural do edifício, a localização e desenvolvimento das rótulas plásticas nos seus elementos, avaliando-se os danos face à consideração do sismo.

Palavras-chave:

Análise estática não linear, análise *Pushover*, análise fisicamente não linear, método N2.

Abstract

The increasing concern about the effects of seismic activity due to modern architecture provides the most interesting engineering challenges.

Over the past few years, was undoubtedly recognized that seismic design couldn't disregard the structural capacity of energy dissipation.

In seismic design, in order to not endear the structural project, it's assumed that the structures can deform beyond its elastic limit, controlling the level of local and global shifts.

According to Eurocode [60], several methods of seismic analysis were displayed, being some of them more complex and consuming a lot of time. Depending of structures characteristics, the analysis are characterized by: linear analysis methods, highlighting the equivalent static analysis and dynamic using response spectrum, and nonlinear analysis methods, highlighting the static analysis by progressive application of lateral loads and dynamic analyzes for assessing the structural response over time.

In terms of seismic design project, the linear analysis are the most common. However, the nonlinear static analysis have been gaining more prominence in this area due to advantages such as determination of fragile areas and possible collapse mechanisms that aren't identified in the application of a linear analysis, overlapping to nonlinear dynamic analysis because they consume a lot of time, being difficult to ensure dealines.

Due to the difficulties of implementation of non-linear dynamic analyzes, several *Pushover* analysis methodologies had been developed in an attempt to achieve results through static analysis, considering non-linear behavior of materials. The modeling of non-linear behavior of the materials can be performed assuming it's described in terms of inelastic deformations concentrated in the extremity (concentrate nonlinear modeling) or, considering the inelastic distribution along the length (distributed nonlinear modeling).

In this work, the main objective was the study of the application of *Pushover* analysis, using N2 Method present in the Eurocode 8 [60], to a concrete school building, in order to obtain the structure bearing capacity. From this analysis we could obtain the structural performance of the building, the location and development of plastic hinges, evaluating the damage due to earthquake.

Keywords:

Nonlinear static analysis, *Pushover* analysis, Physically nonlinear analysis, N2 method.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XVII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XIX
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2. MÉTODOS DE ANÁLISE SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8 – PARTE 1	5
3. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR.....	9
3.1. INTRODUÇÃO.....	9
3.2. EVOLUÇÃO DA METODOLOGIA DE ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR	11
3.3. APLICAÇÃO EM REGULAMENTOS ESTRUTURAIS	17
3.4. ESCOLHA DO MÉTODO DE CÁLCULO	18
3.5. ANÁLISE PUSHOVER SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8	19
3.5.1. <i>Descrição do Método N2</i>	19
3.5.2. <i>Distribuição de forças</i>	29
3.5.3. <i>Deslocamento alvo</i>	30
3.6. ANÁLISE FÍSICAMENTE NÃO LINEAR	31
3.6.1. <i>Relações histeréticas</i>	32
3.6.2. <i>Relações constitutivas</i>	33
3.6.3. <i>Relação Momento-Curvatura</i>	35
3.6.4. <i>Relação Momento-Rotação</i>	37
3.6.5. <i>Modelação de elementos estruturais</i>	38
3.7. RÓTULAS PLÁSTICAS.....	40
3.7.1. <i>Modelo de rótula com comportamento à flexão multi-linear (Multilinear uncoupled M2 or M3 Hinges)</i>	41

3.7.2.	<i>Modelo de rótula com comportamento à flexão composta ou flexão composta desviada multi-linear (Multilinear interaction PM or PMM Hinges)</i>	43
3.7.3.	<i>Modelo de rótula com comportamento à flexão composta desviada para modelo de fibras (Fiber PMM Hinges)</i>	44
3.8.	VIABILIDADE E LIMITAÇÕES DA ANÁLISE PUSHOVER.....	44
4.	DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO DO CASO EM ESTUDO	47
4.1.	INTRODUÇÃO.....	47
4.2.	DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO.....	47
4.2.1.	<i>Descrição estrutural</i>	48
4.3.	MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO	48
4.3.1.	<i>Modelação de materiais</i>	48
4.3.2.	<i>Modelação de elementos estruturais</i>	51
4.3.3.	<i>Definição de ações</i>	52
4.4.	ANÁLISE SÍSMICA.....	54
4.4.1.	<i>Análise Modal</i>	54
4.4.2.	<i>Regularidade estrutural</i>	54
4.4.3.	<i>Espetro de resposta elástico</i>	59
4.4.4.	<i>Coefficiente de comportamento</i>	61
4.4.5.	<i>Espetro de resposta de cálculo</i>	63
5.	APLICAÇÃO DO MÉTODO N2 AO CASO EM ESTUDO	65
5.1.	ESPETRO DE RESPOSTA NO FORMATO ADRS	65
5.2.	DEFINIÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE RESISTENTE	66
5.2.1.	<i>Comparação de curvas de capacidade resistente</i>	67
5.3.	SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE	70
5.3.1.	<i>Carregamento Modal</i>	71
5.3.2.	<i>Carregamento Uniforme</i>	73
5.4.	DESEMPENHO SÍSMICO DO SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE.....	76
5.5.	DESEMPENHO SÍSMICO DO SISTEMA DE N GRAUS DE LIBERDADE	78
5.5.1.	<i>Carregamento Modal</i>	78

5.5.2.	<i>Carregamento Uniforme</i>	80
6.	ANÁLISE DE RESULTADOS	83
6.1.	COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE CAPACIDADE RESISTENTE	83
6.2.	COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DO SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE	85
6.3.	COMPARAÇÃO DO DESLOCAMENTO ALVO DO SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE.....	89
6.4.	ANÁLISE DO DESEMPENHO SÍSMICO DA ESTRUTURA DE N GRAUS DE LIBERDADE	90
6.4.1.	<i>Direção x</i>	91
6.4.2.	<i>Direção y</i>	95
7.	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
8.	TRABALHOS FUTUROS	101
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
	ANEXOS	115
A.	MANUAL DE UTILIZADOR PARA ELEMENTOS BARRA (FRAME)	115
B.	MANUAL DE UTILIZADOR PARA ELEMENTOS LAJE (SHELL)	137
C.	CARACTERÍSTICAS DA AÇÃO SÍSMICA.....	145
D.	REPRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA EM 3D E REPRESENTAÇÃO DO NÓ DE CONTROLO	147

Índice de Figuras

Figura 1 – Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento [60].....	21
Figura 2 – Relação bilinear entre o fator de redução, R_{μ} , e o fator de ductilidade, μ . [33]	22
Figura 3 – Espectro de resposta inelástico no formato aceleração-deslocamento, em função da ductilidade [34].....	22
Figura 4 – Definição da curva de capacidade da estrutura. [10]	23
Figura 5 – Curva de capacidade do sistema de n graus de liberdade (a) Transformação da curva de capacidade de n graus de liberdade para uma curva de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente (b). [10]	25
Figura 6 – Curva de capacidade resistente idealizada. Relação força/deslocamento elasto-plástica perfeita. Ponto A representa o ponto onde se forma a rótula plástica. [60]	26
Figura 7 – Determinação do deslocamento-alvo para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente, para estruturas com períodos baixos. [60].....	28
Figura 8 – Determinação do deslocamento-alvo para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente, para estruturas com períodos médios e longos. [60].....	28
Figura 9 – Representação do deslocamento-alvo. [55].....	30
Figura 10 – Procedimento de modelação do comportamento da estrutura em estudo. ...	31
Figura 11 – Relação constitutiva tensão-extensão para o betão. [54]	34
Figura 12 – Relação constitutiva tensão-extensão para o betão confinado (A) e para betão não confinado (B).	34
Figura 13 – Comportamento à tração do aço. [69]	35
Figura 14 – Diagrama representativo da relação Momento-Curvatura. [79]	36
Figura 15 – Diagrama simplificado da relação Momento-Curvatura. [61]	37
Figura 16 – Deslocamento devido à flexão elástica; Deslocamento devido à rotação plástica; Deslocamento total. [79]	37
Figura 17 – Discretização de um elemento, em fatias e em fibras, ao longo do seu comprimento e ao nível da secção, respetivamente. [9]	38

Figura 18 – Discretização de um elemento de betão armado com um modelo de fibras [43]	39
Figura 19 – Representação das metodologias de introdução do comportamento não linear [68]	40
Figura 20 – Relações força-deslocamento generalizadas para os elementos de betão armado. [37] [17].....	42
Figura 21 – Implantação do edifício escolar, com indicação da zona em estudo.....	47
Figura 22 – Representação da estrutura em estudo e suas características.	48
Figura 23 – Gráfico tensão-extensão do betão C30/37 definido no SAP2000.....	49
Figura 24 – Gráfico tensão-extensão do aço A400 definido no SAP2000.....	50
Figura 25 – Critério de regularidade em altura. [60]	58
Figura 26 – Critério de regularidade em altura. [EC 8].....	58
Figura 27 – Espetro de resposta elástica para a ação do tipo 2.	61
Figura 28 – Espetro de resposta de cálculo para a ação do tipo 2.	64
Figura 29 – Espetro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento.....	65
Figura 30 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento modal, segundo direção x.	68
Figura 31 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento modal, segundo direção y.	69
Figura 32 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento uniforme, segundo direção x.	69
Figura 33 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento uniforme, segundo direção y.	70
Figura 34 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido positivo.....	71
Figura 35 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido negativo.....	72

Figura 36 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido positivo.....	72
Figura 37 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido negativo.....	73
Figura 38 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido positivo.....	74
Figura 39 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido negativo.....	74
Figura 40 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido positivo.....	75
Figura 41 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido negativo.....	75
Figura 42 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido positivo.....	78
Figura 43 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido negativo.....	79
Figura 44 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido positivo.....	79
Figura 45 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido negativo.....	80
Figura 46 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido positivo.....	81
Figura 47 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido negativo.....	81
Figura 48 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido positivo.....	82
Figura 49 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido negativo.....	82

Figura 50 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção x e sentido positivo.	84
Figura 51 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção y e sentido positivo.	84
Figura 52 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção x e sentido negativo.	85
Figura 53 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção y e sentido negativo.	85
Figura 54 – Aproximação bilinear com rigidez pós-cedência e sem rigidez pós-cedência. [13]	86
Figura 55 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção x e sentido positivo.	87
Figura 56 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção y e sentido positivo.	88
Figura 57 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção x e sentido negativo.	88
Figura 58 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção y e sentido negativo.	89
Figura 59 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção x e sentido positivo.....	92
Figura 60 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção x e sentido negativo.....	93
Figura 61 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção x e sentido positivo.....	94
Figura 62 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção x e sentido negativo.....	94
Figura 63 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção y e sentido positivo.....	95

Figura 64 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção y e sentido negativo.....	96
Figura 65 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção y e sentido positivo.....	97
Figura 66 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção y e sentido negativo.....	97

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Diferença entre os diferentes métodos de análise [52]	7
Tabela 2 – Características mecânicas do betão	49
Tabela 3 – Características mecânicas do aço.....	50
Tabela 4 – Fatores de participação de massa da estrutura.....	54
Tabela 5 – Esbelteza do edifício.....	56
Tabela 6 – Raio de giração do piso, coordenadas do centro de massa (C.M.) e do centro de rigidez (C.R.) e valor da excentricidade estrutural do edifício.....	56
Tabela 7 – Excentricidade estrutural e raio de torção da estrutura.....	57
Tabela 8 – Condições de aceitação relativamente à excentricidade estrutural e raio de torção.....	57
Tabela 9 – Parâmetros do espectro de resposta elástico.....	60
Tabela 10 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura [60].....	62
Tabela 11 – Parâmetros do espectro de resposta de cálculo.....	64
Tabela 12 – Direção dos modos de vibração.....	68
Tabela 13 – Consideração do fator de transformação	70
Tabela 14 – Propriedades do sistema de 1 grau de liberdade equivalente	73
Tabela 15 – Propriedades do sistema de 1 grau de liberdade equivalente	76
Tabela 16 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo sentido positivo.	77
Tabela 17 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo sentido negativo.	77
Tabela 18 – Esforços de corte basal e deslocamentos de topo para direções x e y e sentido positivo.	83
Tabela 19 – Esforços de corte basal e deslocamentos de topo para direções x e y e sentido negativo.	84

Tabela 20 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direções x e y e sentido positivo.	87
Tabela 21 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direções x e y e sentido negativo.....	87
Tabela 22 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido positivo.	90
Tabela 23 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido negativo.	90
Tabela 24 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de n grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido positivo.	91
Tabela 25 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de n grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido negativo.	91

Lista de Abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

AENL	Análise estática não linear
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC 8	Eurocódigo 8
NGL	N Graus de Liberdade
1GL	1 Grau de Liberdade
TFM	Tese Final de Mestrado
ACSM	Adaptative Capacity Spectrum Method
ADRS	Acceleration Displacement Response Spectrum
ASP	Adaptative Spectra-based Pushover
ATC	Applied Technology Council
CQC	Complete Quadratic Combination
CSM	Capacity Spectrum Method
DAP	Displacement-based Adaptative Pushover
DCL	Classe de ductilidade baixa
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta
FEMA	Federal Emergency Management Agency
IRSA	Incremental Reponse Spectrum Analysis
MDOF	Multi degree of freedom system
MMP	Multi-mode Pushover Procedure
MMPA	Modified Modal Pushover Analysis

MPA	Modal Pushover Analysis
PRC	Pushover Results Combination
SAP2000	Structural Analysis Program
SDOF	Single degree of freedom system
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares
UBPA	Upper-Bound Pushover Analysis

Símbolos

a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima do solo, do tipo A, à superfície.
a_g	Valor de cálculo da aceleração do solo, do tipo A, à superfície.
d^*	Deslocamento do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
d_e^*	Deslocamento elástico do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
d_n	Deslocamento no nó de controlo do sistema de n graus de liberdade.
d_t	Deslocamento alvo da estrutura de n graus de liberdade.
d_t^*	Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
d_y^*	Deslocamento limite da plasticidade do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
e_{ai}	Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal.
E_m^*	Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico.
ε_{uk}	Extensão última do aço
ε_{yk}	Extensão inicial de endurecimento do aço.
ε_c	Extensão axial do betão confinado.
ε_{cc}	Extensão axial correspondente a f'_{cc} .
ε_{co}	Extensão máxima longitudinal do betão não confinado.

E_c	Módulo de elasticidade do betão.
F_y^*	Força de cedência do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
F^*	Força do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
f_t	Tensão última do aço.
f'_{cc}	Tensão máxima de compressão do betão confinado.
f_{co}	Resistência à compressão do betão não confinado.
f_l	Tensão exercida pelo confinamento lateral.
f_{yk}	Tensão de cedência do aço.
L_i	Dimensão do piso i na direção perpendicular à direção da ação sísmica
m^*	Massa do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
m_i	Massa do piso i .
p	Fator incremental para controlo da intensidade do carregamento.
P_i	Carga aplicada ao nível do piso i .
k_w	Coefficiente que reflete o modo de colapso predominante dos sistemas estruturais com paredes.
q	Coefficiente de comportamento.
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento.
q_u	Relação entre a aceleração na estrutura, com o comportamento elástico ilimitado, e a aceleração da estrutura com rigidez ilimitada.
α_1	Fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema.
α_u	Fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação d primeiro mecanismo plástico global.
R_μ	Fator de redução devido à dissipação de energia histerética.
S	Coefficiente de solo.
S_a	Espectro de resposta inelástico de aceleração.

S_{ae}	Espetro de resposta elástico da aceleração.
$S_{ae}(T^*)$	Espetro de resposta elástico da aceleração para um período T^* .
$S_e(T)$	Aceleração espectral elástica para um período T .
S_d	Espetro de resposta inelástico de deslocamento.
S_{de}	Espetro de resposta elástico de deslocamento.
T	Período natural da estrutura.
T^*	Período de vibração do sistema equivalente de 1 grau de liberdade.
T_B	Período correspondente ao limite inferior do ramo de aceleração espectral constante.
T_C	Período correspondente ao limite superior do ramo de aceleração espectral constante.
T_D	Período que marca o início o ramo de deslocamento constante.
V	Força de corte na base da estrutura para o sistema de n graus de liberdade.
ν	Coefficiente de Poisson.
ϕ_i	Componente horizontal do modo preponderante relativamente ao piso i .
η	Coefficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso.
μ	Fator de ductilidade.
Γ	Coefficiente de participação modal.

1. Introdução

1.1. Enquadramento

A ação dos sismos tem sido ao longo de vários anos tema de estudo e de considerações devido ao fato de poderem ser um dos fenómenos mais destrutivos existentes na natureza. A importância deste tipo de ação originou a criação de vários estudos aprofundados, bem como a sua incorporação na regulamentação, respeitante ao dimensionamento estrutural. Desta forma, conseguiu-se uma melhoria da resistência das estruturas, sem as sobredimensionar, e prevenindo e/ou reduzindo avultados danos patrimoniais e perdas de vidas humanas.

Tome-se como referência os sismos que atingiram em Janeiro de 2010 o Haiti e em setembro e outubro de 2013 o Paquistão e as Filipinas, respetivamente.

Analisando as terríveis perdas humanas e materiais destes sismos mais recentes é perceptível a importância que deve ser dada à análise sísmica de cada estrutura.

Apesar de todo o avanço científico, nos dias que decorrem, ainda é praticamente impossível prever de forma exata quando e onde ocorrerá um sismo. Posto isto, a consideração deste tipo de ação é realizada de forma probabilística, a partir de registos passados, de maneira a dimensionar-se as estruturas da melhor forma possível.

De uma forma geral, o objetivo principal dos estudos efetuados neste âmbito tem-se baseado na obtenção de respostas sísmicas satisfatórias por forma a não sobredimensionar nem encarecer os custos das estruturas.

Correntemente, a consideração da ação sísmica no dimensionamento de estruturas é realizada recorrendo às análises lineares, aplicando-se na estrutura espectros de resposta de projeto. Evidentemente que este tipo de análise não tem em conta, de forma direta, a não linearidade dos materiais, podendo a consideração de um coeficiente de comportamento levar a um agravamento, significativo, dos esforços e dos deslocamentos das estruturas. No entanto, ao pressupor diretamente a não linearidade de todos os elementos estruturais, bem como da estrutura global, são propostos nos regulamentos diversas disposições construtivas de maneira a garantir um satisfatório comportamento estrutural.

Apesar da grande facilidade de aplicação das análises lineares, estas apresentam certos inconvenientes quando se pretende obter uma resposta real e completa de uma estrutura quando sujeita à ação sísmica, tais como:

- ❖ A regulamentação recomenda apenas fatores de redução aproximados por forma a tentar representar a não linearidade da estrutura em causa;
- ❖ A consideração de fator de comportamento em detrimento da consideração da não linearidade dos elementos estruturais provoca uma alteração de esforços e deslocamentos significativa, principalmente em zonas críticas;
- ❖ A distribuição de deformação global e, particularmente, a local no patamar não linear pode não ter nenhuma semelhança com a do patamar elástico. O mesmo se aplica não só à sua distribuição, mas também aos valores das deformações.

Pelos motivos anteriormente apresentados, a consideração do comportamento não linear é um aspeto fulcral por forma a simular-se um comportamento sísmico, realista, da estrutura. Desta forma, e tendo em vista uma consideração mais correta deste comportamento não linear, surgiu a análise estática não linear, também denominada de análise *Pushover*, que corresponde à imposição de deslocamentos, explorando as características não lineares dos elementos estruturais dúcteis. De modo genérico, a avaliação e o dimensionamento sísmico das estruturas, com base nestas análises, deve ser baseado nas deformações (deslocamentos) e não nas tensões (forças). Este tipo de análise permite, assim, determinar o deslocamento que a estrutura aguenta até à cedência dos elementos, quantificar os danos estruturais e monitorizar continuamente os deslocamentos, as cedências e as roturas em todos os elementos estruturais.

Ao longo dos últimos anos têm vindo a adquirir grande importância várias metodologias de verificação da segurança de estruturas a ações sísmicas, a partir de análises *Pushover*. Esta têm vindo a ser uma alternativa viável à análise dinâmica não linear que, apesar de ser um método com maior precisão, apresenta também maior complexidade.

1.2. Objetivos da dissertação

A presente dissertação tem como objetivo o estudo da aplicação da análise *Pushover* a um edifício de betão armado, por forma a compreender-se o comportamento da estrutura quando sujeita à ação sísmica.

Deste modo é usado um programa de cálculo automático, o Sap2000 [24], para efetuar uma modelação com não linearidade concentrada.

Através das análises realizadas, pretende-se observar, não só a precisão dos resultados obtidos recorrendo à modelação com não linearidade concentrada, mas também as diferenças na resposta à ação sísmica determinada pela análise *Pushover* considerando dois padrões de carga, um modal e um uniforme.

1.3. Estrutura da dissertação

O presente trabalho final de mestrado apresenta-se organizado em 9 capítulos.

No **primeiro capítulo** realça-se a importância da análise sísmica no dimensionamento de edifícios, sendo ainda feita uma breve apresentação do propósito da tese final de mestrado, bem como os principais objetivos e organização da dissertação.

No **segundo capítulo** são descritos os diversos métodos de análise preconizados na norma europeia – EC 8 [60], com um especial foco para as diferenças existentes entre os mesmos.

No **terceiro capítulo** aborda-se o tema da análise estática não linear, sendo que numa primeira fase é apresentada a evolução da análise estática não linear (AENL), as suas vantagens e desvantagens, assim como a sua aplicação em diversos regulamentos estruturais, dando-se um maior ênfase à aplicação segundo o EC 8 [60]. Enquanto que, numa segunda fase é explicado o comportamento fisicamente não linear dos materiais e, conseqüentemente, das estruturas. Por último, é ainda dada atenção à viabilidade e às limitações do método *Pushover*.

No **quarto capítulo** é apresentado o caso de estudo deste trabalho. É feita uma descrição geral da estrutura, apresentando-se as características de todos os materiais, e passando, à posteriori, à definição da ação sísmica regulamentar. É ainda descrita, neste capítulo, a

modelação não linear dos materiais e elementos estruturais, bem como a descrição dos espetros de resposta necessários à análise.

No **quinto capítulo** é descrito de forma pormenorizada, o método de cálculo usado no presente trabalho, evidenciando 4nteracç importantes na implementação do mesmo. No final, é determinado o desempenho sísmico da estrutura de n graus de liberdade, obtido a partir da análise *Pushover*, por comparação com os deslocamentos alvo da estrutura para as duas direções da ação sísmica regulamentar europeia.

No **sexto capítulo** são apresentados os vários resultados obtidos a partir da análise *Pushover* – método N2, à estrutura em análise.

No **sétimo capítulo** são expostas as principais conclusões extraídas do trabalho desenvolvido.

No **oitavo capítulo** é descrito o interesse relativamente ao desenvolvimento de trabalhos relacionados com o presente tema.

Por último, apresenta-se ainda as referências bibliográficas e os vários anexos que expõem informação complementar àquela contida em toda esta dissertação final de mestrado.

2. Métodos de análise segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1

A seleção de um método de análise estrutural é um passo essencial no dimensionamento de estruturas, já que cada método requer uma modelação diferente das estruturas. Será a partir da modelação das estruturas que se obterão, os esforços e deformações máximas a que estão sujeitos os elementos constituintes, face à ação do sismo. As grandezas referidas anteriormente irão intervir na verificação da segurança relativamente a situações de rotura e controlo de danos em elementos estruturais e não estruturais.

O EC 8 [60] apresenta diversos métodos de análise conforme a complexidade, a regularidade em planta e em altura e o tipo de estruturas em causa.

Assim, os métodos referidos no EC 8 [60], dependendo das características e do tipo de estrutura a analisar, caracterizam-se por: Análises Lineares (análises estáticas equivalentes e análises dinâmicas modais por espectro de resposta) e Análises Não Lineares (análises estáticas de aplicação progressiva de cargas laterais e análises dinâmicas de avaliação da resposta estrutural ao longo do tempo).

a) Análises Lineares

i. Análise Estática Equivalente

Este método simplificado consiste na determinação de esforços na base da estrutura devido à ação sísmica, representadas por forças ao nível dos pisos, com intensidade crescente em altura. Deste modo, constitui uma boa aproximação quando aplicado a estruturas cuja resposta seja, na sua maioria, condicionada pelo primeiro modo de vibração. Estas estruturas apresentam-se como regulares, quer em altura, quer em planta.

ii. Análise Dinâmica Modal por Espectro de Resposta

Este é um dos métodos mais usados no dimensionamento de estruturas para a ação sísmica. No entanto, há que ter em consideração que o espectro de resposta é apenas uma representação dos efeitos da ação sísmica sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade.

Esta análise sísmica, baseada numa máxima resposta modal e numa combinação modal, deverá ser aplicada a edifícios em que as respostas de todos os modos de vibração contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

b) Análises Não Lineares

i. Análises Estáticas de Aplicação Progressiva de Cargas Laterais

Esta análise traduz-se num problema estático equivalente através de um incremento progressivo de carga, sendo tido em conta o comportamento não-linear da estrutura. A partir da análise *Pushover*, são aplicados à estrutura de forma incremental um ou mais carregamentos laterais estáticos, com o intuito de representar as forças de inércia que são geradas ao nível de cada piso aquando da ocorrência de um sismo, permitindo obter a curva de capacidade. Esta pode ser combinada com a curva do espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento (ADRS), reduzindo o problema a apenas 1 grau de liberdade equivalente.

Esta análise baseia-se na relação entre a resposta de um sistema de 1 grau de liberdade (SDOF), onde apenas um modo de vibração é preponderante, com um sistema de vários graus de liberdade (MDOF). No entanto, estudos mais recentes já incluem todos os modos ou os modos de vibração mais relevantes.

É importante ter presente que o objeto fulcral da análise *Pushover* é estimar a resistência e as deformações locais e globais que a estrutura irá sofrer aquando da ação de um sismo, usando estas estimativas para avaliar a integridade estrutural da mesma. [48]

ii. Análises Dinâmicas de Avaliação da Resposta Estrutural ao Longo do Tempo

Nesta análise a resposta da estrutura pode ser obtida a partir da integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, usando para o caso acelerogramas representativos do movimento do solo.

A análise dinâmica não linear é extremamente complicada e computacionalmente exigente para se aplicar diariamente em projetos. No entanto é o método mais rigoroso para a análise de uma estrutura, fornecendo resultados mais precisos em todas as fases de solicitação da estrutura.

Em contrapartida, este tipo de análise torna-se vantajoso quando usado para fins de investigação ou casos extremamente especiais, em que se pode despende determinado tempo para a posterior análise de todos os resultados. [48]

Na Tabela 1 é possível perceber as diferenças entre os diversos métodos de análise sísmica de estruturas.

Tabela 1 – Diferença entre os diferentes métodos de análise [52]

	Método de forças laterais equivalentes	Análise dinâmica modal por espectro de resposta	Análise estática não linear	Análise dinâmica de avaliação da resposta ao longo do tempo
Modelo Numérico	2D ou 3D	2D ou 3D	2D ou 3D	2D ou 3D
Modelo do comportamento do material	Linear	Linear	Não linear	Não linear
Modos de vibração considerados	Apenas o modo fundamental	Todos os modos/ mais relevantes	Apenas um modo. (Procedimentos recentes já incluem todos os modos ou os mais relevantes)	-
Consideração da torção	Fator de amplificação	Linear	Apenas o modo fundamental	Não linear
Consideração de materiais não lineares	Fator q	Fator q	Modelo de material não linear	Modelo de material não linear
Ação sísmica	Forças estáticas equivalentes	Espectro de resposta	Espectro de resposta elástica idealizada	Acelerogramas
Outputs	Esforços e deformações de secções	Esforços e deformações de secções	Ductilidade local; Esforços e deformações de secções	Ductilidade local; Esforços e deformações de secções
Aplicabilidade	Apenas edifícios regulares	Todos os edifícios	Apenas edifícios regulares	Todos os edifícios
Aplicação típica	Dimensionamento	Dimensionamento	Avaliação de edifícios novos e existentes	Avaliação de edifícios novos e existentes
Tempo de Análise	Baixo	Baixo	Moderado	Alto

3. Análise estática não linear

3.1. Introdução

A análise estática não linear, também denominada por análise *Pushover* é uma análise relativamente recente que remonta à década de 70 [40], começando a ter uma maior importância nos últimos 20 anos.

As primeiras publicações relativas a este tipo de análise focavam-se, na sua maioria, nas vantagens e limitações do método, bem como, no seu campo de aplicação, fazendo a comparação com as análises dinâmicas não lineares. No ponto 3.2 encontram-se detalhadas várias publicações relativas a este tipo de análise.

O propósito da análise *Pushover* é de avaliar o desempenho estrutural, de estruturas novas, estimando os deslocamentos e deformações quando a estrutura se encontra sujeita à ação sísmica, e de estruturas existentes, estimando os esforços correspondentes aos estados limites, de maneira a avaliar o seu estado.

A análise *Pushover* é uma forma relativamente acessível de estimar a capacidade resistente da estrutura na fase elástica e pós-elástica [58], esperando-se obter informações sobre o comportamento estrutural, que não seriam possíveis de obter em análises lineares, tais como [49]:

- ❖ Identificação das zonas críticas, onde grandes deformações plásticas podem ocorrer;
- ❖ Estimativa das exigências de deformações dos elementos potencialmente frágeis;
- ❖ Indicação das consequências da diminuição de rigidez de elementos individuais na estabilidade global da estrutura;
- ❖ Identificação das descontinuidades de rigidez em planta e em altura que levam a mudanças das características dinâmicas no regime não linear;
- ❖ Estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos, tendo em conta as descontinuidades de rigidez, que podem ser usadas para estimar os danos nos elementos não estruturais;
- ❖ Identificação da sequência de cedência e de rotura dos elementos e evolução da curva de capacidade total da estrutura.

No entanto, ao comparar-se este método com as análises dinâmicas não lineares, foram perceptíveis várias limitações que o mesmo apresenta.

Uma das principais limitações é o fato de, através deste método não ser possível obter resultados precisos e fidedignos quando os modos de vibração mais elevados da estrutura têm uma grande importância na sua resposta dinâmica. Este aspeto é de elevada importância dado que, apesar da resposta dinâmica da maior parte das estruturas ser dominada pelo modo de vibração fundamental (primeiro modo de vibração), não é correto generalizar-se para todas as estruturas.

Outra limitação desta análise, referida por vários investigadores e, conforme o desenvolvido no ponto 3.2, corresponde ao fato de, aquando da atuação de uma ação cíclica, como a ação sísmica, não ser considerada uma degradação progressiva da rigidez da estrutura, que poderá alterar as características modais da estrutura, bem como aumentar o período da estrutura.

Outro aspeto preocupante neste método é o fato de, apenas ter em conta a ação horizontal do sismo, não se considerando a aplicação referente à ação vertical, o que pode não representar na totalidade o que acontece realmente.

Apesar das limitações previamente enumeradas, existem outras que podem inviabilizar a utilização da análise estática não linear. Vários investigadores, descritos à posteriori no ponto 3.2., apontam que não é possível representar a ação de um sismo tal como decorre na realidade, por uma distribuição de forças ou deslocamentos não variáveis ao longo do tempo.

Como tal, surgiram estudos que definem a distribuição de forças ou deslocamentos variáveis ao longo do tempo, sendo este método descrito em maior pormenor no ponto 3.2. Contudo, estes últimos estudos tornam o método demasiado complexo, afastando-o do propósito principal para que foi criado, ou seja, ser simples e de rápida e fácil aplicação.

Tendo em conta as limitações que este método apresenta no estudo do comportamento sísmico de estruturas, têm sido apresentadas várias hipóteses de análise com o intuito de as contornar.

3.2. Evolução da metodologia de análise estática não linear

As análises estáticas não lineares remontam à década de 70, durante a qual surgiram, pela necessidade de se desenvolverem métodos que permitissem uma adequada modelação e poupança de tempo relativamente à interpretação dos resultados das análises estruturais lineares. Esta especial atenção levou a que vários investigadores propusessem procedimentos não lineares estáticos para se estimarem as respostas sísmicas inelásticas. [76]

Os estudos apresentados em seguida, pretendem oferecer uma visão sobre os procedimentos desenvolvidos ao longo do tempo, por forma a verificar as potencialidades e as limitações de cada um dos métodos propostos. [76][65]

Gulkan e Sozen [40] propuseram em 1974, o primeiro método de verificação da segurança aos sismos a partir da aplicação de análises estáticas não lineares, onde relacionaram um sistema de apenas um grau de liberdade com o comportamento de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade. O trabalho desenvolvido por Gulkan e Sozen [40] teve por base o procedimento desenvolvido por Rosenblueth e Herrera [72], em 1964, e o modelo de plasticidade multi-linear histerético desenvolvido por Takeda, Sozen e Nielson [75], em 1970.

Freeman et al [39] propuseram, em 1975, o CSM (*Capacity Spectrum Method*), que consiste na utilização de um espetro de resposta, no formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), para representar a exigência sísmica, onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento. Neste método, a curva de capacidade da estrutura é obtida por aplicação de uma distribuição de forças proporcionais ao modo fundamental de vibração, sendo posteriormente transformada numa curva de capacidade de um grau de liberdade equivalente, representada num espetro ADRS. A exigência do sistema é representada num espetro de resposta elástico, tendo em conta um fator de amortecimento calculado em função do amortecimento efetivo. Este amortecimento efetivo conta com a sua capacidade de dissipação de energia, podendo o seu valor pode ser obtido a partir do ATC-40 [4]. Da intersecção entre a curva de capacidade e o espetro inelástico resulta o deslocamento-alvo do sistema equivalente com um grau de liberdade, sendo à posteriori, convertido num deslocamento da estrutura real. Este método de simples aplicação possibilita avaliar a

vulnerabilidade de um edifício à ação sísmica, tendo sido implementado no regulamento americano ATC-40 [4].

Saiidi e Sozen [73] propuseram em 1981, o “Q-model”, que consiste na representação de um sistema de um grau de liberdade por uma massa equivalente, um amortecedor viscoso, uma barra rígida sem massa e uma mola, por forma a simular a resposta em deslocamentos para amplitudes baixas e altas.

Fajfar e Fishinger [30] propuseram, em 1988, o método N2 como um procedimento simples para a análise não linear sísmica estrutural e reforço de edifícios em betão armado. A ideia base deste método surgiu a partir do trabalho desenvolvido por Saiidi e Sozen [73], combinando a análise de um sistema com n graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico de um sistema de um grau de liberdade equivalente. Este método é atualmente preconizado no Eurocódigo 8 [60].

Em 1994, Lawson et al [50] apresentaram uma discussão detalhada relativamente ao campo de aplicação da AENL para a verificação da segurança à ação sísmica, realçando as dificuldades encontradas. Neste estudo foram analisadas quatro estruturas de aço com alturas variáveis, entre os 2 e 15 pisos. Através da comparação dos resultados da análise *Pushover* com os obtidos através de análises dinâmicas não lineares, concluiu-se que com o aumento da altura do edifício em estudo, em que os modos de vibração mais elevados tomam maior importância na resposta dinâmica, os resultados obtidos com a primeira análise são pouco precisos.

Krawinkler [47] apresentou, em 1995, um estudo onde apontava a análise *Pushover* como uma possível ferramenta de projeto. No entanto, Krawinkler [47] realçou as limitações existentes neste método, bem como, o fato desta análise desprezar a variação das características dinâmicas que ocorrem devido à degradação da estrutura quando sujeita à ação sísmica.

Faella [28], em 1996, comparou as respostas de 3 edifícios (com 3, 6 e 9 pisos), quando sujeitos apenas ao carregamento triangular, a partir de análises *Pushover*. Desta comparação concluiu que a análise estática não linear podia estimar com uma certa precisão os deslocamentos relativos entre pisos, bem como identificar as zonas críticas e mecanismos de colapso.

Krawinkler e Seneviratna [49] realizaram, em 1998, um estudo detalhado onde identificavam as vantagens, desvantagens e aplicações da análise *Pushover* considerando vários aspectos do procedimento. Devido ao fato de este estudo relacionar a resposta de um sistema de um grau de liberdade com a resposta de um sistema de vários graus de liberdade, Krawinkler e Seneviratna [49] realçaram que, para a implementação desta análise, é necessário ponderar sobre as limitações da mesma.

Em 1998 e 1999 destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Naeim e Lobo [59], e por Kim e D'Amore [46]. Naeim e Lobo [59] apontam os erros mais comuns cometidos durante uma análise *Pushover*. Neste trabalho, os autores abordam o problema do vetor de carregamento, o efeito carga-deslocamento e a influência da carga gravítica, o comportamento estrutural após o sistema atingir a carga última, e o mecanismo de rotura devido ao corte. Kim e D'Amore [46], ao se debruçarem sobre os resultados obtidos a partir da aplicação de uma análise *Pushover* e de uma análise dinâmica não linear, de um mesmo edifício, concluíram que a primeira não estimava de forma correta a resposta estrutural devido às alterações das características dinâmicas dos elementos estruturais e das frequências das acelerações do solo, ao longo da atuação da ação sísmica.

A AENL é muitas vezes restrita ao modo de vibração fundamental da estrutura. Como tal, não é apropriada para considerar os modos de vibração de edifícios altos com um plano assimétrico, onde a torsão e os modos de vibração mais elevados têm uma maior importância [14]. Desta forma, foram propostos vários métodos multi-modais que, contrariam as limitações existentes e consideram os modos de vibração superiores.

É inicialmente proposto, em 1996, por Paret et al [66] e, em 1998, por Sasaki et al [74], o MMP (*Multi-Mode Pushover Procedure*). Este método simples é capaz de identificar os vários mecanismos de colapso da estrutura associados a modos de vibração mais elevados. No MMP é usada uma distribuição de cargas baseada nos modos de vibração correspondentes a cada piso e não apenas no modo de vibração fundamental da estrutura. Os resultados obtidos de modos elevados ou da combinação de modos de vibração correspondentes a cada piso, permite estimar de forma mais precisa os mecanismos de colapso da estrutura em causa.

No entanto, apesar do método MMP ser útil na identificação qualitativa dos efeitos dos modos de vibração maiores, não é capaz de estimar a resposta sísmica da estrutura.

Assim sendo, foi proposto, em 2002 por Moghadam e Tso [57], um melhoramento a este método denominado de PRC (*Pushover Results Combination*). Neste método, a máxima resposta sísmica é estimada através de uma média ponderada de respostas modais, usando fatores de participação, a partir de várias análises *Pushover* individuais.

Em 2002 é proposta por Chopra e Goel [21] uma versão mais completa e melhorada do *Multi-Mode Pushover Procedure*, denominado MPA (*Modal Pushover Analysis*).

Este método consiste na aplicação de distribuições de carga, em função dos modos de vibração. Para cada análise são determinados os parâmetros da resposta sísmica e as respetivas curvas de capacidade – curvas *Pushover*. A resposta final é determinada combinando os resultados correspondentes a cada curva *Pushover* através da regra SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*) ou da regra CQC (*Complete Quadratic Combination*). Após vários estudos sobre o MPA, concluiu-se que quando comparado com as análises dinâmicas não lineares, este estima de forma eficaz os parâmetros de resposta global da estrutura (deslocamento de pisos e deslocamento entre pisos).

Em 2004, e tendo em vista o melhoramento do MPA, foi proposto por Chopra et al [22] o MMPA (*Modified Modal Pushover Analysis*). Neste método, com recurso a regras de combinação modal, a resposta inelástica da análise *Pushover* é obtida através da combinação das respostas elásticas dos modos de vibração mais elevados. Contudo, este método requer uma análise dinâmica não linear do sistema de 1 grau de liberdade equivalente, a não ser que seja conhecido o espectro de resposta inelástico do acelerograma com que se pretende estudar o sistema. Este método é, deste modo, uma alternativa atrativa em termos de aplicação prática em determinados casos por conduzir a uma melhor estimativa de resposta sísmica, melhorando consequentemente os resultados do MPA relativamente à resposta temporal não linear e, em outros casos, por levar a resultados mais conservadores. Contudo, não é recomendável para edifícios com amortecimento inferior a 5%.

No mesmo ano, Jan et al [44] desenvolveram o UBPA (*Upper-Bound Pushover Analysis*) que se baseia na aplicação de uma análise *Pushover* com a utilização de um vetor de carga obtido através da combinação do primeiro modo de vibração com o segundo, afetado por um fator, e usando fatores de participação. Com este método, os autores demonstram que é possível obter boas estimativas dos deslocamentos nos pisos superiores.

Em 2011 surge uma extensão do Método N2, proposto por Kreslin e Fajfar [35], tendo em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados, tanto em planta como em altura.

No método N2 original, a resposta da estrutura é controlada pelo primeiro modo de vibração. No entanto, este pressuposto não é totalmente correto, especialmente em edifícios com altura elevada e/ou com torção assimétrica no plano. Neste novo método, a resposta sísmica é calculada a partir dos resultados da análise *Pushover* (que não inclui modos mais elevados) e das respostas normalizadas em regime elástico, contabilizando os efeitos dos modos de vibração mais elevados. Tendo por base a ideia de avançar com um procedimento de fácil aplicação, o problema dos modos de vibração mais elevados foi solucionado a partir da aplicação de fatores de correção baseados em resultados de análises modais elásticas.

Segundo os autores desta extensão do método N2, a análise *Pushover* controla normalmente a resposta da estrutura nos locais de maiores deformações plásticas, enquanto que a análise elástica controla as áreas onde os modos de vibração mais elevados têm uma maior influência. [14]

Apesar dos métodos anteriormente referidos melhorarem de forma significativa as limitações existentes, não foi possível resolver a questão da acumulação de danos e, conseqüentemente, das alterações das características dinâmicas de estruturas de vários graus de liberdade durante a atuação de um sismo. Desta forma, surgiu a necessidade de se desenvolverem novos métodos de análise *Pushover*, onde o vetor dos deslocamentos varia a cada passo da análise *Pushover* de maneira a representar a degradação progressiva da rigidez da estrutura durante a atuação de um sismo. Estes novos métodos são denominados de Procedimentos Adaptativos (*Adaptive Pushover Methods*). [14]

A proposta inicial de um procedimento adaptativo foi realizada por Bracci et al [16] em 1997. Neste procedimento é utilizada uma distribuição de forças lateral que é variável com a aplicação incremental correspondente aos vários passos da análise *Pushover*. É de notar que neste método não é tido em conta o efeito dos modos de vibração mais elevados, apenas é tido em conta o primeiro modo de vibração.

Em 2000, Gupta e Kunnath [41] propuseram uma versão melhorada do método denominada ASP (*Adaptive Spectra-based Pushover*). Neste método, a carga é alterada em função das propriedades dinâmicas do sistema, tendo em conta os modos de vibração

mais elevados e as características do solo. É assim possível realizar uma análise dos valores próprios da estrutura com a sua rigidez instantânea, antes de se proceder ao incremento de carga.

No mesmo ano, Requena e Ayala [70] propuseram duas novas abordagens baseadas no método de Sasaki et al [74] e no método de Valles et al [78]. Na primeira abordagem, a distribuição de forças a aplicar na análise *Pushover* é obtida a partir de um modo de vibração equivalente, correspondendo a combinações dos vetores próprios dos vários modos de vibração com a regra SRSS. Na segunda abordagem, a distribuição de forças é aplicada através da combinação SRSS de carregamentos modais.

Em 2003, foi desenvolvido por Aydinogh [1] o IRSA (*Incremental Response Spectrum Analysis*), como um melhoramento do ASP. O IRSA, recorre a um espectro de resposta inelástico, que é aplicado na análise *Pushover*, através da imposição de deslocamentos incrementais num sistema de vários graus de liberdade, até estes atingirem o seu valor de pico. Ao conter estas características, este método melhora a resposta obtida a partir da análise *Pushover*.

No ano seguinte, Antoniou e Pinho [2] propuseram o método DAP (*Displacement-based Adaptive Pushover*), no qual o vetor de carregamento é melhorado a cada passo da análise, dependendo das alterações das características dinâmicas da estrutura. Desta forma, ao se aplicar deslocamentos em vez de forças é possível aproximar o método às tendências da ação sísmica, sendo que os problemas estruturais que ocorrem devido aos efeitos sísmicos são avaliados na resposta em termos de deformações.

Mais tarde, em 2007, Casarotti e Pinho [19] desenvolveram o ACSM (*Adaptive Capacity Spectrum Method*) relativo à análise de pontes. Este método é baseado no conceito do CSM, em que o deslocamento-alvo é obtido pela interseção da curva de capacidade de um sistema de um grau de liberdade com o espectro inelástico, usando a metodologia do DAP.

Nos dias que decorrem, a análise estática não linear pode ser considerada uma ferramenta muito prática na avaliação do desempenho sísmico de estruturas, sobrepondo-se às análises dinâmicas não lineares, dado que estas, ao consumirem bastante tempo, tornam-se inviáveis no cumprimento de prazos a que os gabinetes de projeto se encontram sujeitos.

3.3. Aplicação em regulamentos estruturais

A análise *Pushover* com controlo de deslocamentos e com carregamento imposto, consiste num método que permite obter a resposta de uma estrutura quando sujeita às ações sísmicas. Esta análise pode ser aplicada tanto para a verificação do desempenho sísmico de estruturas existentes, como para o dimensionamento sísmico de estruturas novas. Com esta análise é possível obter informações sobre várias características da resposta de uma estrutura à ação dos sismos, impossíveis de conhecer a partir de análises lineares estáticas.

Existem diferentes métodos de análise estática não linear (*Pushover*) de estruturas que se encontram preconizados em regulamentos, nomeadamente:

- ❖ Método do Espectro de Capacidade Resistente (CSM), constante no relatório ATC-40 [4] e introduzido por Freeman [39][40];
- ❖ Método do Coeficiente de Deslocamento preconizado no FEMA-273/274 e FEMA-356 [36][37];
- ❖ Método N2 incluído no Anexo B do Eurocódigo 8 [60] e proposto por Fajfar [31].

O método do Espectro de Capacidade Resistente (*CSM*), originalmente desenvolvido por Freeman [39], é preconizado no ATC-40 [4], e permite a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios. Neste método, a curva de capacidade é obtida pela aplicação de uma distribuição de forças modais, sendo transformada numa curva de capacidade de um sistema de um grau de liberdade equivalente. Basicamente, o CSM utiliza o amortecimento equivalente como medida da energia dissipada para um determinado nível da ação sísmica. A partir deste amortecimento, procede-se à redução do espectro de capacidade que determina o ponto de desempenho. A vantagem deste método prende-se com o fato de, normalmente, os resultados serem apresentados graficamente sob o formato aceleração-deslocamento, oferecendo uma perspetiva clara e imediata do comportamento [31].

O método do Coeficiente de Deslocamento (*Displacement Coefficient Method*), preconizado no documento ATC-40 [4] e no FEMA-273 (Actual FEMA-356) [36][37], foi desenvolvido pela FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) e consiste num método de obtenção do deslocamento alvo (ou do ponto de desempenho), a partir de sucessivas correções dos deslocamentos espectrais. Estas correções baseiam-se na

sobreposição da influência da altura do edifício, dos efeitos não lineares da forma dos ciclos histeréticos e dos efeitos P- Δ . A partir da AENL obtém-se a curva de capacidade no formato força-deslocamento. No entanto, a idealização proposta pelo FEMA-356 [37] é diferente, referindo claramente a possibilidade de o patamar plástico ter uma rigidez negativa.

O método N2 teve por base o Q-model [73], tendo sido desenvolvido e adaptado por Fajfar [32][34]. Este método encontra-se preconizado no Anexo B do EC 8 – parte 1 [60] e no anexo H do EC 8 – parte 2 [61] (no caso de pontes), onde se encontram descritos os pressupostos e condições para a determinação do deslocamento alvo. Este método permite a determinação do deslocamento alvo a partir de um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) e da utilização de espectros inelásticos da ação sísmica. A descrição pormenorizada deste método encontra-se nos pontos seguintes.

3.4. Escolha do método de cálculo

Em relação à escolha do método de AENL a realizar, este deverá depender do tipo de objetivo da análise pretendido, do tipo de estrutura, do nível de aproximação exigido e do programa de cálculo disponível para o efeito.

Caso o objetivo da análise seja a avaliação do desempenho da estrutura, todas as metodologias permitem obter uma estimativa do comportamento não linear da estrutura, apesar das restrições e hipóteses de cada método de cálculo.

O método utilizado neste trabalho foi o Método N2, que se trata de um método simplificado onde a correção dos deslocamentos elásticos é realizada com base na transformação de um modelo de vários graus de liberdade (MDOF) num sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) com propriedades não lineares e, recorre a um fator, R_{μ} , que permite reduzir a resposta elástica de forma a contemplar o comportamento inelástico. No entanto, conforme os estudos desenvolvidos por Bhatt [14], existe ainda a necessidade de um melhor desenvolvimento, deste método, em termos de estruturas muito irregulares em planta.

3.5. Análise Pushover segundo o Eurocódigo 8

O EC 8 [60] contempla, no parágrafo 4.3.3.4.2, a aplicação da análise *Pushover* como método de verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e de edifícios existentes ou para o dimensionamento sísmico de estruturas. Esta análise é remetida para o Anexo B do EC 8 [60] onde existe informação de como proceder à aplicação do respetivo método, denominado método N2 [30][34].

O método N2 é um método não linear usado na análise sísmica de estruturas e, como já referido, combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade (*MDOF*) com o espectro de resposta inelástico do respetivo modelo equivalente de um grau de liberdade (*SDOF*), permitindo determinar a curva de capacidade da estrutura que traduz a relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo num ponto de referência.

Este método tem em conta a importância do modo de vibração fundamental da estrutura e define a curva de capacidade com recurso a distribuição de cargas estáticas.

3.5.1. Descrição do Método N2

O presente método [29][30] será seguidamente detalhado, tendo em conta que é a partir deste que será determinado o nível de desempenho da estrutura em análise neste trabalho.

O método N2 baseia-se num método de aplicação simples, combinando uma análise *Pushover* de um sistema com múltiplos graus de liberdade com uma análise através de espectro de resposta de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente. A partir da representação gráfica obtida através deste método, o entendimento do comportamento estrutural do edifício torna-se simples.

3.5.1.1. Modelação estrutural

Na modelação estrutural, é importante considerarem-se as propriedades não lineares dos elementos, que compõem o respetivo sistema estrutural, bem como a não linearidade das

cargas aplicadas. Nesta modelação é considerada a resistência pós-cedência (endurecimento) e a respetiva capacidade de rotação e de dissipação de energia.

Segundo o artigo 4.3.3.4.1 (2) do EC 8 [60], deverá usar-se para cada elemento uma relação bilinear força-deformação com rigidez nula pós-cedência (ou relações trilineares que tenham em conta a rigidez pós-fendilhação).

3.5.1.2. *Ação sísmica*

A ação sísmica é simulada recorrendo ao espectro de resposta elástico para um valor de coeficiente de amortecimento de 5%, adequado a estruturas de betão armado, a partir do qual é determinado o valor de aceleração de pico do solo.

3.5.1.3. *Espectro de resposta (Aceleração-deslocamento)*

Por forma a realizar-se uma análise não linear é necessário obter um espectro de resposta, do tipo ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), onde se relacionam os valores espectrais da aceleração com os valores espectrais de deslocamento. Desta forma, para um sistema de apenas 1 grau de liberdade, com um período T e um comportamento elástico, é possível obter o espectro de resposta ADRS aplicando a equação (1), onde S_{de} e S_{ae} representam, respetivamente, o espectro de resposta elástico de deslocamento e de aceleração.

$$S_{de} = \omega^2 S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1)$$

Na Figura 1 pode-se observar o espectro elástico de resposta no formato aceleração-deslocamento (ADRS).

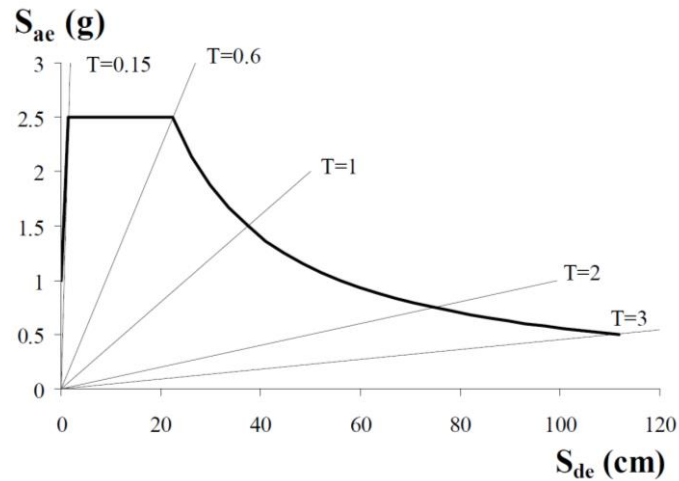


Figura 1 – Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento [60]

Para um sistema não linear de 1 grau de liberdade, a determinação dos espectros de resposta inelásticos de aceleração (S_a) e de deslocamento (S_d), para valores constantes de ductilidade (μ), é feita de acordo com as equações (2) e (3).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3)$$

Onde R_μ é o fator de redução associado ao comportamento não linear que ocorre em estruturas dúcteis e μ é o fator de ductilidade, que é dado pela relação entre o deslocamento máximo e o deslocamento de cedência. Desta forma, com a aplicação deste fator de redução é possível introduzir-se a não-linearidade, a partir de uma relação bilinear definida nas equações (4) e (5) e representada na figura 2 (onde T_C representa o período característico do solo).

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1, \quad T < T_C \quad (4)$$

$$R_\mu = \mu, \quad T \geq T_C \quad (5)$$

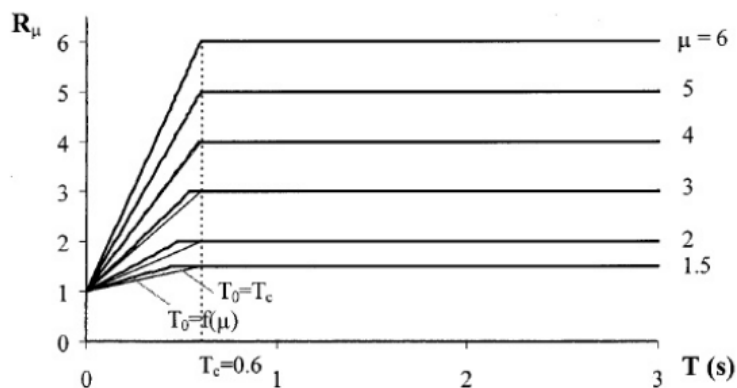


Figura 2 – Relação bilinear entre o fator de redução, R_μ , e o fator de ductilidade, μ . [33]

É importante referir que, ao analisar as equações (4) e (5), para períodos médios e longos, a resposta do sistema inelástico é proporcional à resposta do sistema elástico correspondente, com o mesmo período.

A partir do espectro de resposta elástico, representado na figura 1, e aplicando as equações (1), (2) e (3), é possível obter o espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento para ductilidades constantes, conforme representado na Figura 3. Neste gráfico, encontram-se representados os espectros de resposta inelásticos, para valores de $\mu > 1$ e o espectro de resposta elástico para o referido valor de $\mu = 1$.

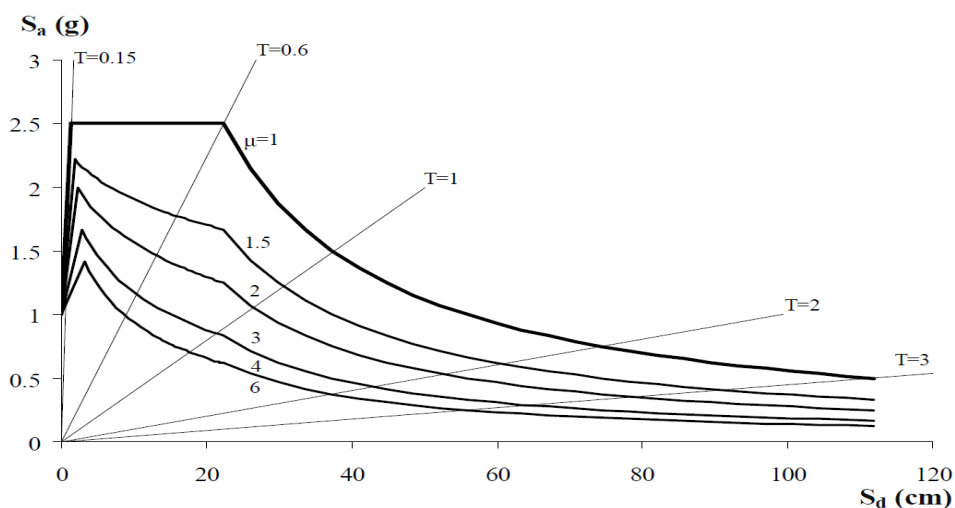


Figura 3 – Espectro de resposta inelástico no formato aceleração-deslocamento, em função da ductilidade [34]

3.5.1.4. Curva de capacidade resistente

A definição da curva de capacidade resistente é obtida a partir da evolução do valor do esforço transversal na base da estrutura (Corte Basal, V), em função do deslocamento do último piso (deslocamento no nó de controlo, d_t), recorrendo a uma análise *Pushover* por aplicação progressiva de uma distribuição de cargas laterais (P_i) até se atingir o colapso da estrutura, isto é, até se atingir um valor máximo do deslocamento alvo (d_t), conforme se pode observar na figura 4.

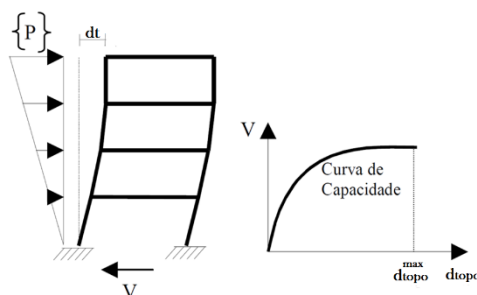


Figura 4 – Definição da curva de capacidade da estrutura. [10]

Segundo o EC 8 [60], a curva de capacidade da estrutura deverá ser obtida para valores entre 0 e 150% do valor do deslocamento de topo (deslocamento-alvo), devendo este último ser controlado pelo nó localizado no centro de massa do último piso da estrutura. No entanto, como só é possível determinar este deslocamento-alvo após calculada a curva de capacidade da estrutura, ter-se-á inicialmente que considerar um valor máximo de deslocamento de topo.

Relativamente às forças a aplicar na estrutura, o método N2 propõe que a força lateral a aplicar ao nível de cada piso i (P_i), seja definida em função da massa do piso i (m_i), da componente da deformada do modo condicionante no piso i (ϕ_i) e de um fator incremental para controlo da intensidade do carregamento (p), conforme a equação (6).

$$P_i = pm_i\phi_i \quad (6)$$

Estas distribuições de forças têm o intuito de simular as forças de inércia ao nível de cada piso devido à ação sísmica. À medida que a intensidade do carregamento aumenta, a rigidez global da estrutura reduz devido à cedência dos seus elementos estruturais. Por esta razão, a escolha da distribuição de forças mais apropriada é um passo fulcral para a realização da análise *Pushover*.

No entanto, não existe apenas uma única solução para a escolha da respetiva distribuição. Existem outras distribuições propostas por diversos autores para diferentes metodologias, tais como: distribuição triangular ao longo da altura da estrutura; distribuição baseada na deformada provável durante a ação sísmica, combinação de várias configurações modais ou a distribuição adaptativa referida no *ACSM*.

Segundo o EC 8 [60], parágrafo 4.3.3.4.2.2, as cargas devem ser aplicadas nos nós onde estão localizadas as massas concentradas da estrutura (centro de massa de cada piso), usando pelo menos duas distribuições. Uma primeira distribuição deverá ser “uniforme”, baseada em forças laterais independentes da altura e proporcionais à massa, e uma segunda distribuição deverá corresponder à aplicação de forças em cada massa concentrada, sendo proporcionais ao produto da massa pelo valor do deslocamento modal. Porém, o EC 8 refere também que, para ter em conta os efeitos acidentais de torção, é necessário considerar a excentricidade acidental (e_{ai}). Esta excentricidade reajusta o centro de massa em cada piso i , para se ter em conta a incerteza da localização das massas e a variação espacial do movimento sísmico, determinada a partir da equação (7):

$$e_{ai} = \pm 0,05L_i \quad (7)$$

Em que L_i é a dimensão do piso perpendicular à direção da ação sísmica.

Após realizada a análise *Pushover* e determinada a curva bilinear de capacidade resistente da estrutura, é possível avaliar, de forma aproximada, a rigidez, a resistência, a ductilidade e informações sobre o comportamento, não-linear da estrutura.

3.5.1.5. Sistema de 1 grau de liberdade equivalente

Tendo em consideração que a ação sísmica é quantificada a partir de espectros de resposta, é necessário assumir-se que a resposta de uma estrutura com n graus de liberdade se encontra diretamente relacionada com a resposta de uma estrutura de apenas 1 grau de liberdade. Desta forma, e segundo o método N2, existe a necessidade de proceder à transformação da estrutura, que se encontra modelada num sistema de n graus de liberdade, para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente. Esta transformação é

possível a partir da aplicação do fator de transformação ou de participação modal (Γ), definido pela equação (8):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (8)$$

Sendo ϕ_i a componente da deformada da estrutura correspondente ao piso i e m_i a sua massa, cujo produto corresponde à massa do sistema equivalente de 1 grau de liberdade, m^* .

Por forma a obter-se a força (F^*) e o deslocamento (d^*) do sistema de 1 grau de liberdade equivalente é necessário relacioná-los com o fator de transformação, conforme definido nas equações (9) e (10):

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (9)$$

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (10)$$

Conforme o representado na Figura 5, esta transformação permite obter a curva de capacidade resistente para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente, onde o valor espectral inelástico de aceleração (S_a) é dado pela equação (11). Este valor é posteriormente usado no procedimento gráfico de determinação da resposta sísmica do sistema de 1GL.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (11)$$

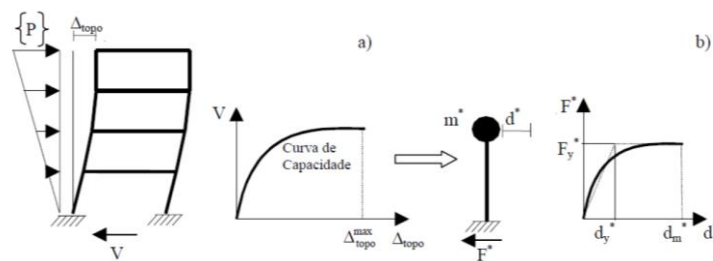


Figura 5 – Curva de capacidade do sistema de n graus de liberdade (a) Transformação da curva de capacidade de n graus de liberdade para uma curva de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente (b). [10]

De maneira a ser possível caracterizar o comportamento do sistema de 1 grau de liberdade equivalente, é necessário determinar uma curva bilinear que represente uma relação

elasto-plástica perfeita. Para a idealização desta resposta bilinear deve-se considerar uma rigidez pós – cedência igual a zero e uma energia de deformação do sistema com 1 grau de liberdade equivalente igual à energia de deformação do sistema com n graus de liberdade. Para tal, é necessário determinar a força de cedência (F_y^*), que representa a resistência última do sistema idealizado (que é igual à força de corte na base da estrutura para formação do mecanismo plástico) e a rigidez inicial do sistema idealizado, de maneira a que as áreas definidas pela curva de capacidade e pela curva idealizada sejam iguais.

Desta forma, o EC 8 [60], no Anexo B.3, propõe um diagrama força – deslocamento elasto-plástico com rigidez nula, conforme demonstrado na Figura 6.

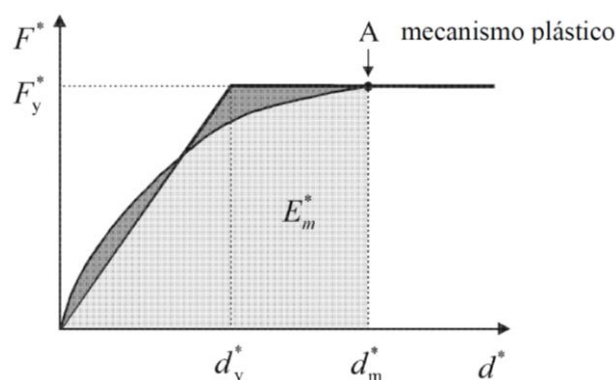


Figura 6 – Curva de capacidade resistente idealizada. Relação força/deslocamento elasto-plástica perfeita. Ponto A representa o ponto onde se forma a rótula plástica. [60]

Partindo-se desta suposição, o deslocamento limite da elasticidade (d_y^*), para o qual se verifica a cedência do sistema de 1 grau de liberdade equivalente é dado pela equação (12), onde E_m^* é a energia de deformação até à formação do mecanismo plástico (rótula plástica), ou seja, é a área definida pela curva de capacidade do sistema equivalente até ao ponto de representação da rótula plástica.

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (12)$$

Com a determinação da curva bilinear é então possível, segundo o Anexo B.4 do EC 8 [60], determinar o período do sistema idealizado com 1 grau de liberdade, conforme dado na equação (13):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (13)$$

3.5.1.6. Desempenho sísmico do sistema de 1 grau de liberdade

A resposta sísmica para um sistema de 1 grau de liberdade pode ser determinada recorrendo a um procedimento gráfico. Nesta situação, a resposta sísmica será quantificada em termos de deslocamento-alvo do sistema equivalente (d_t^*) e, como tal, segundo o Anexo B.5 do EC 8 [60], é necessário determinar o deslocamento-alvo para um comportamento elástico-ilimitado (d_e^*), onde $S_{ae}(T^*)$ representa o valor do espectro de resposta elástico de aceleração para um período T^* , conforme a equação (14):

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (14)$$

No entanto, a determinação do deslocamento-alvo (d_t^*) depende das características dinâmicas do sistema e, como tal, é dividido em duas expressões, em que uma é para estruturas com período baixos ($T^* < T_c$) e a outra é para estruturas com períodos médios a longos ($T^* \geq T_c$), sendo T_c o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante.

Desta forma:

a) **Períodos baixos** ($T^* < T_c$)

Se a estrutura apresenta um comportamento elástico $\left(\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_{ae}(T^*) \right)$

$$d_t^* = d_e^* \quad (15)$$

Se a estrutura apresenta um comportamento inelástico $\left(\frac{F_y^*}{m^*} < S_{ae}(T^*) \right)$

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^* \quad (16)$$

Onde R_μ representa a relação entre a aceleração na estrutura, com comportamento elástico ilimitado, e a aceleração da estrutura com resistência limitada, conforme equação (17):

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{S_{ae}}{\frac{F_y^*}{m^*}} = \frac{S_{ae}m^*}{F_y^*} \quad (17)$$

Na Figura 7, é possível observar como se determina o deslocamento alvo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente para períodos baixos.

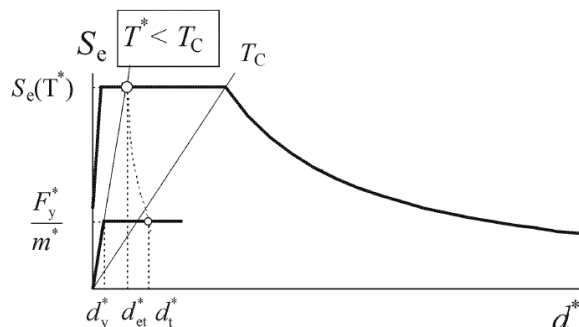


Figura 7 – Determinação do deslocamento-alvo para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente, para estruturas com períodos baixos. [60]

b) **Períodos médios a longos ($T^* \geq T_C$)**

$$d_t^* = d_e^* \quad (18)$$

Na Figura 8, é possível observar como se determina o deslocamento alvo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente para períodos médios e longos.

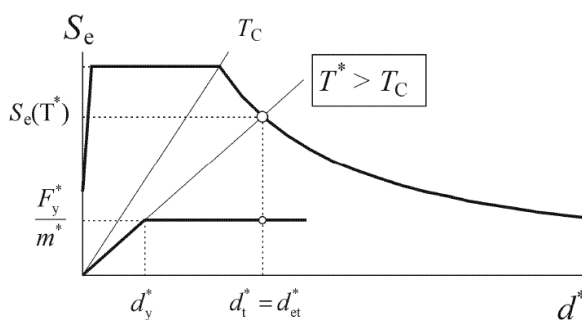


Figura 8 – Determinação do deslocamento-alvo para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente, para estruturas com períodos médios e longos. [60]

3.5.1.7. Desempenho sísmico da estrutura de n graus de liberdade

Para se proceder à avaliação do desempenho sísmico da estrutura de n graus de liberdade é necessário determinar o deslocamento de topo da estrutura. Para tal, é necessário recorrer a um fator de transformação (Γ), com o objetivo de se obter, a partir do

deslocamento-alvo de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente (d_t^*), o deslocamento-alvo da estrutura global (d_t), de acordo com a equação 19:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (19)$$

A partir deste momento, deverá avaliar-se o desempenho sísmico da estrutura a partir da aplicação de uma distribuição de forças, referida no ponto 3.5.1.4, até se atingir o deslocamento-alvo (d_t). De notar ainda que, o deslocamento de controlo deverá variar entre 0 e 150% deste deslocamento.

Com esta avaliação de desempenho é possível determinar as rotações nas extremidades dos elementos estruturais (ligações viga-pilar, pilar-sapata) ou deslocamentos diferenciais entre os vários pisos da estrutura, devendo-se comparar estes resultados com as capacidades resistentes.

3.5.2. Distribuição de forças

Para a avaliação de desempenho sísmico de uma estrutura é importantíssimo definir uma distribuição de forças adequada à estrutura em causa. A aplicação destas distribuições de forças pretende, de uma forma geral, representar as forças de inércia resultantes da atuação de uma ação sísmica sobre uma estrutura.

Como é do conhecimento científico, as forças de inércia variam consoante o grau de severidade e o tempo de duração da atuação dos sismos. Como tal, o EC 8 [60] prevê a aplicação de duas distribuições de forças de inércia, com a suposição de que estas sejam razoavelmente constantes durante a atuação do sismo, e que as deformações máximas obtidas por estas possam ser comparadas com as deformações esperadas pelo sismo. O EC 8 [60] ao recomendar a aplicação de duas distribuições de cargas, uma uniforme e uma modal, visa abranger uma diversidade de distribuições possíveis de forma a estarem mais perto da resposta real da estrutura. A aplicação da distribuição uniforme dá uma maior relevância às exigências dos pisos inferiores, enquanto que a distribuição modal representa as forças de inércia geradas pela vibração livre da estrutura.

Desta forma, as distribuições de forças sugeridas podem melhorar a avaliação do desempenho sísmico, aproximando-o cada vez mais da realidade. No entanto, é preciso não tomar como geral a aplicação única destas distribuições, uma vez que não é a mais exata em alguns casos.

3.5.3. Deslocamento alvo

O deslocamento alvo (*target displacement*) representa o máximo deslocamento que a estrutura deve comportar sofrer durante a atuação da ação sísmica.

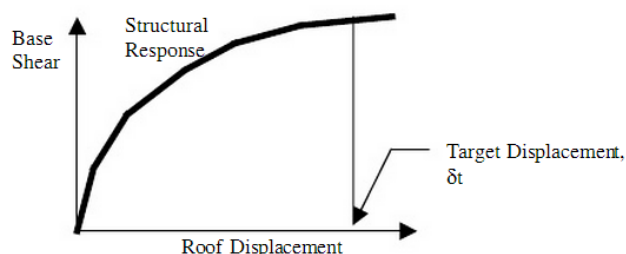


Figura 9 – Representação do deslocamento-alvo. [55]

Numa análise *Pushover*, o deslocamento alvo para uma estrutura de múltiplos graus de liberdade (*MDOF*) é usualmente uma suposição estimada como a exigência de deslocamento para um sistema correspondente de 1 grau de liberdade (*SDOF*). [65]

Esta suposição, que se apresenta como aproximada, só pode ser aceite se forem tomadas algumas precauções como incorporar na exigência em deslocamento prevista para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade (*SDOF*) todas as características relevantes das acelerações do solo e da resposta da estrutura, que tenham uma influência considerável no deslocamento máximo da estrutura com múltiplos graus de liberdade (*MDOF*). Inerente a esta abordagem está igualmente a suposição de que o deslocamento máximo do sistema de múltiplos graus de liberdade (*MDOF*) é controlado pelo modo de vibração fundamental, sem ter em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados. [48]

A incorporação de todas as características de resposta estrutural na previsão da exigência do deslocamento implica a representação da resposta global força-deslocamento da estrutura por um sistema equivalente de 1 grau de liberdade (*SDOF*), a partir da idealização de uma relação bilinear força-deslocamento. Dependendo do sistema estrutural e do comportamento dos materiais pode ocorrer degradação de rigidez ou diminuição da resistência. Se a exigência de deslocamento depender significativamente destas características, é necessário que se incorpore no sistema equivalente de 1 grau de liberdade. É devido a esta situação que a determinação do deslocamento alvo pelo método recomendado no EC 8 [60] tem em conta a exigência de ductilidade. [25]

3.6. Análise fisicamente não linear

Na maior parte das estruturas, o seu dimensionamento em regime linear não se torna viável por razões práticas e económicas. Como tal, a implementação de análises não lineares possibilitam a modelação do comportamento fisicamente não linear, permitindo uma simulação correta do comportamento das estruturas.

É importante salientar que o comportamento não linear das estruturas resulta da consideração da não linearidade física material e/ou da não linearidade geométrica.

A não linearidade material é resultante da atuação de ações externas (sismo, vento, etc.) que provoca deformações nas estruturas que forcem os materiais a entrar num domínio não linear do seu comportamento.

A não linearidade geométrica resulta do aumento dos esforços a partir da alteração da configuração geométrica dos elementos. [5][71]

O comportamento fisicamente não linear dos materiais está intrinsecamente ligado ao fato dos materiais possuírem leis constitutivas não lineares.

Para a implementação da análise estática não-linear, o modelo deverá considerar as relações histeréticas e constitutivas dos materiais (aço e betão), uma vez que condicionam o comportamento das secções e, à posteriori, o comportamento dos elementos e de toda a estrutura. Deste modo, o estudo do comportamento das secções e dos elementos será realizado através das relações Momento – Curvatura ($M - \chi$) e Momento – Rotação ($M - \theta$), e conseqüentemente, o comportamento da estrutura será analisado com recurso à relação Força-Deslocamento, correspondente à Curva de Capacidade.

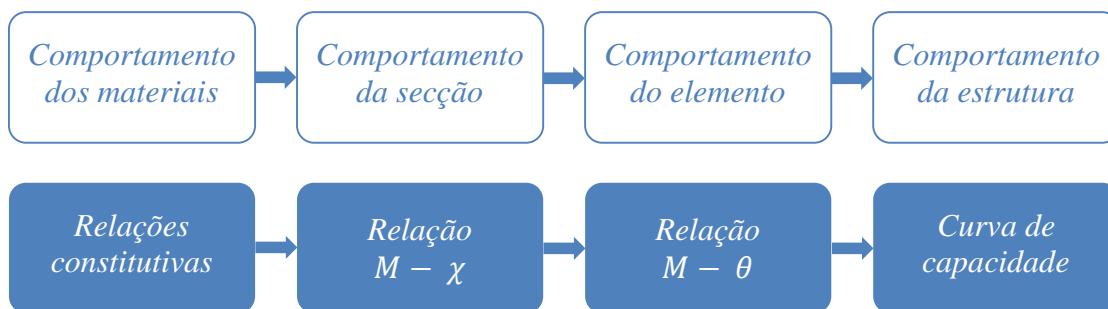


Figura 10 – Procedimento de modelação do comportamento da estrutura em estudo.

3.6.1. *Relações histeréticas*

Para se proceder à consideração real da resposta do material é necessário considerar a não linearidade do mesmo, invalidando a simplificação de um comportamento elástico-linear que geralmente é atribuído aos materiais. [5]

Desta forma, existem simplificações que podem ser utilizadas de maneira a que facilmente se modele o material para se poder proceder à aplicação das análises não lineares em estruturas, tais como: [18]

- ❖ Rígido-perfeitamente plástico
- ❖ Rígido-plástico com endurecimento
- ❖ Linear elástico-perfeitamente plástico
- ❖ Linear elástico-plástico com endurecimento
- ❖ Elástico não linear-perfeitamente plástico

Relativamente ao betão, é usada uma simplificação elástica não linear-perfeitamente plástica, isto é, em regime elástico o material responde com uma relação tensão-deformação linear e em regime plástico a relação é representada com um valor de tensão constante e igual à tensão de rotura. [7]

Quanto ao aço, é considerado que este apresenta um comportamento elástico linear-perfeitamente plástico. [7]

O programa Sap2000 [24] apresenta 3 modelos histeréticos pré-definidos que poderão ser usados consoante o caso em estudo, sendo estes o Elástico, Cinemático e Takeda.

No modelo Elástico, em regime não linear, a curva de carga coincide com a curva de descarga, não existindo, desta forma, dissipação de energia.

No modelo Cinemático são apresentados elevados níveis de dissipação de energia, sendo um modelo baseado no comportamento de endurecimento cinemático a considerar em metais e materiais dúcteis.

No modelo Takeda são também apresentados elevados níveis de dissipação de energia, contudo, um pouco inferiores ao modelo Cinemático. Este modelo é considerado pelo programa Sap2000 [24] como o mais apropriado para atribuir ao betão.

3.6.2. Relações constitutivas

As relações constitutivas dos materiais relacionam o estado plano de deformação do referido material e a tensão que lhe está associada, sendo quantificadas através da tensão axial (σ) e da extensão axial (ε), ou seja, de um modo geral, caracterizam o comportamento mecânico dos materiais.

Seguidamente serão descritas as relações constitutivas do betão e do aço de armaduras, necessários para a definição da não linearidade dos elementos.

3.6.2.1. Relação constitutiva do betão

A melhor forma para representar o comportamento real do betão numa análise estrutural não linear baseia-se na definição da relação tensão – extensão, realizada recorrendo à teoria desenvolvida por Mander. [54]

Este modelo [54] apresenta uma relação constitutiva para elementos de betão armado confinados sujeitos a um carregamento cíclico axial, seguindo a formulação proposta por Popovics [80], mas apresentando uma envolvente diferente e algumas modificações para ter em conta o efeito do confinamento. [15]

A relação constitutiva de uma seção de betão, confinado e sujeito a um carregamento monotónico, é dada pela equação 20:

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (20)$$

Sendo: $f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f_{co}} \right)$, $r = \frac{E_c}{E_c + E_{sec}}$, $E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$, $E_c = 15 \sqrt{f_c}$, $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$, $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$, $f'_l = f_l \cdot k_e$, $f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_{st} f_{yh}$, $k_e = \frac{(1 - 0,5 \frac{s_l}{d_s})^2}{(1 - \rho_{cc})}$, $\rho_{cc} = \frac{A_{sl}}{A_{cc}}$ e $\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s \cdot S}$

Assim, f_{cc} representa a resistência à compressão do betão confinado, f_{co} a resistência à compressão do betão não confinado, f_l a tensão exercida pelo confinamento lateral, ε_c a extensão de compressão do betão confinado, ε_{cc} a extensão axial correspondente à tensão

máxima do betão confinado, ε_{co} a extensão à compressão para a tensão máxima ($\varepsilon_{co} = 0,002$) e E_c o módulo de elasticidade do betão.

Desta forma, o gráfico que ilustra a relação constitutiva do comportamento não linear do betão é representado na figura 11:

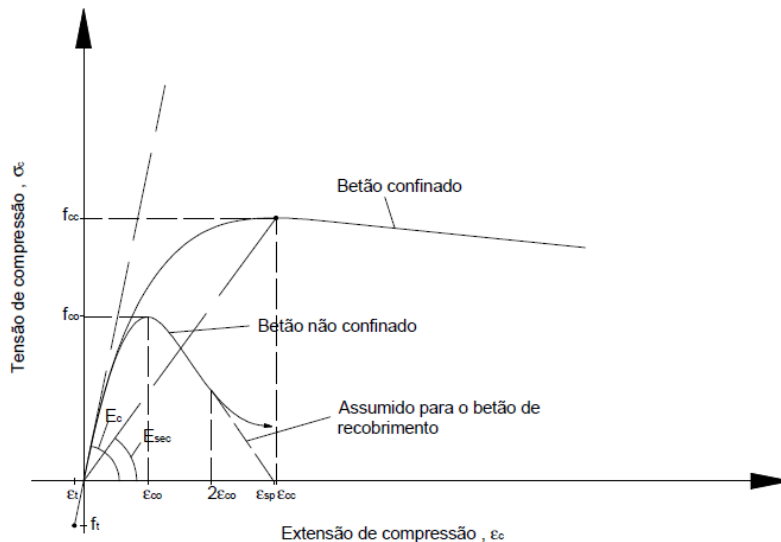


Figura 11 – Relação constitutiva tensão-extensão para o betão. [54]

Relativamente ao EC 8, para as análises estáticas não-lineares é indicado que se deve ter em conta o efeito do confinamento do betão. No anexo E.3 do EC8 [61] é preconizado que, para extensões superiores à extensão de rotura do betão não confinado (ε_{cu1}), só a parte da secção que está confinada deve ser considerada na análise, conforme figura seguinte, sendo $f_{cm,c} = f_{cc}$, $f_{cm} = f_{co}$, $E_{cm} = E_c$, $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{co}$ e $\varepsilon_{c1,c} = \varepsilon_{cc}$.

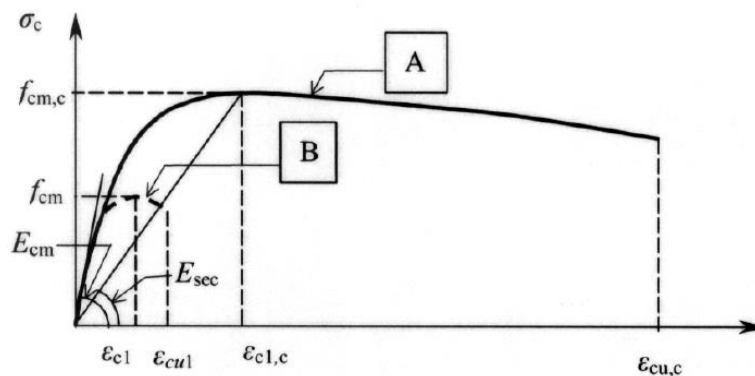


Figura 12 – Relação constitutiva tensão-extensão para o betão confinado (A) e para betão não confinado (B).

3.6.2.2. Relação constitutiva do aço

A relação constitutiva do aço foi obtida recorrendo à metodologia proposta por Pipa [69]. O autor propõe relações que permitem obter o valor da tensão de cedência, bem como os valores característicos da extensão de cedência e da extensão do aço para a tensão máxima, que para o aço A400 conduz aos seguintes resultados:

$$f_t = 161 + 0,88 \cdot f_{yk} \Leftrightarrow f_t \approx 513 \text{ MPa} \quad (21)$$

$$\varepsilon_{uk} = 23,8 - 0,0244\sigma_y \Leftrightarrow \varepsilon_{uk} \approx 14\% \quad (22)$$

$$\varepsilon_{sh} = 5,93 - 0,0077\sigma_y \Leftrightarrow \varepsilon_{sh} \approx 2,8\% \quad (23)$$

Sendo que f_t representa a tensão última do aço, ε_{uk} a extensão última do aço e ε_{sh} a extensão inicial de endurecimento do aço.

Na figura seguinte é ilustrado o comportamento do aço quando submetido ao ensaio de tração.

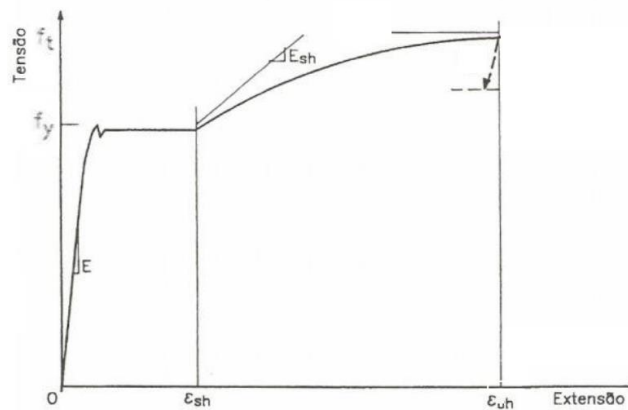


Figura 13 – Comportamento à tração do aço. [69]

3.6.3. Relação Momento-Curvatura

Tendo-se abordado anteriormente o comportamento dos materiais que compõem as secções, está-se em condições de tratar o comportamento fisicamente não linear através

da relação Momentos-Curvaturas ($M - \chi$), sendo M o momento fletor aplicado na secção e χ a correspondente curvatura, dependendo esta relação do nível de esforço normal, N .

Na figura 14 apresenta-se um modelo bilinear, válido para o caso de uma rotura dúctil da secção de betão armado, onde o primeiro troço apresenta um comportamento elástico linear com rigidez EI_{II} , dado que antes da cedência, toda a não linearidade provém da relação constitutiva do betão e, o segundo troço um comportamento linear pós cedência com rigidez $EI_{pós-ced}$, devido à plastificação das armaduras, ocorrendo a variação devido à alteração de posição da linha neutra na secção.

Nesta figura é possível determinar o ponto de cedência para se poder concentrar a não linearidade na rótula plástica.

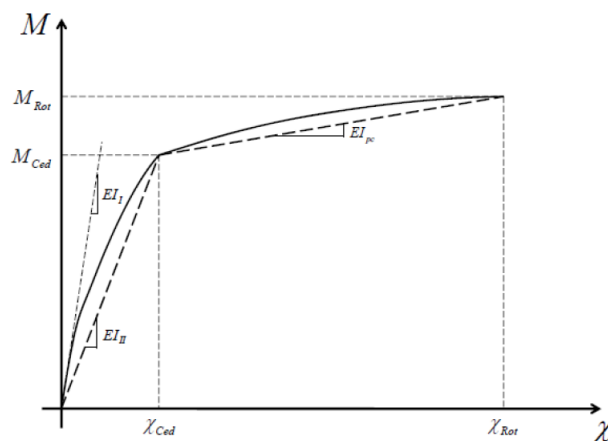


Figura 14 – Diagrama representativo da relação Momento-Curvatura. [79]

No entanto, a determinação do diagrama não se apresenta tão simples como aparenta, não sendo o EC8 muito claro e levantando algumas questões relativamente a esta situação. No entanto, para a simplificação do respetivo diagrama, o EC8 - parte 2 [61] refere que, após a primeira cedência, o diagrama simplificado tem área igual ao diagrama real, conforme figura seguinte.

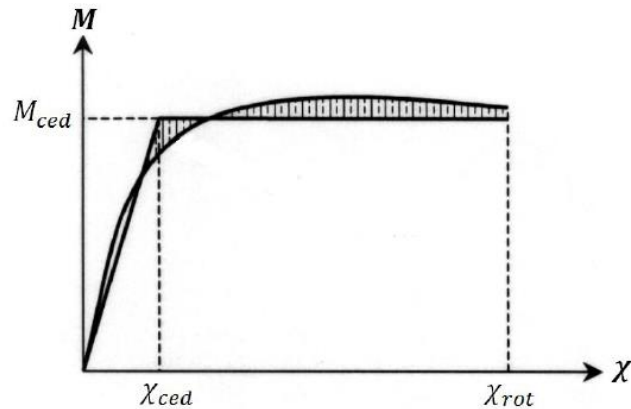


Figura 15 – Diagrama simplificado da relação Momento-Curvatura. [61]

3.6.4. Relação Momento-Rotação

A relação momento-rotação ($M - \theta$) relaciona o momento e a rotação de uma rótula plástica. A modelação concentrada da rótula plástica concentra todo o comportamento plástico numa determinada zona, permanecendo o resto do elemento estrutural em comportamento elástico. Desta modo, a deformação da barra pode ser dividida em duas parcelas: uma parcela devido à deformação elástica da barra e uma outra devida à rotação (plástica) da rótula plástica, conforme a figura 16:

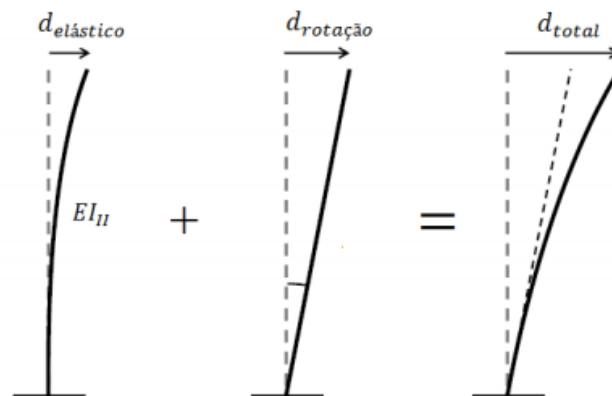


Figura 16 – Deslocamento devido à flexão elástica; Deslocamento devido à rotação plástica; Deslocamento total.

[79]

Para o desenvolvimento da relação Momento-Rotação é necessário determinar previamente a rotação na cedência ($M_{ced} - \theta_{ced}$) e a rotação na rotura ($M_{rot} - \theta_{rot}$), representando esta rotação, a rotação entre a barra na posição indeformada e a linha que une as duas extremidades na sua posição deformada, e não apenas a rotação da rótula.

3.6.5. Modelação de elementos estruturais

A modelação de elementos estruturais admitindo a não linearidade apresenta-se como um aspeto relevante no âmbito da análise *Pushover*.

Correntemente, a discretização de elementos do tipo barra (*frame*) podem ser idealizados admitindo dois tipos de modelação: modelação com não linearidade concentrada, em que o comportamento não linear é descrito em termos de deformações inelásticas concentradas em determinadas extensões do comprimento da barra, junto às extremidades e, em alternativa, modelação com não linearidade distribuída, em que se considera a distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento. [71]

3.6.5.1. Modelação com não linearidade distribuída

Os modelos de plasticidade distribuída consistem na discretização dos elementos através de uma malha de elementos finitos, efetuada em pontos de Gauss ao longo do comprimento do elemento e ao nível da própria secção, conforme as figuras 17 e 18.

Com esta discretização é possível obter o comportamento não linear em todo o comprimento dos elementos, conseguindo-se uma melhor representação do comportamento relativamente aos modelos de plasticidade concentrada. [9]

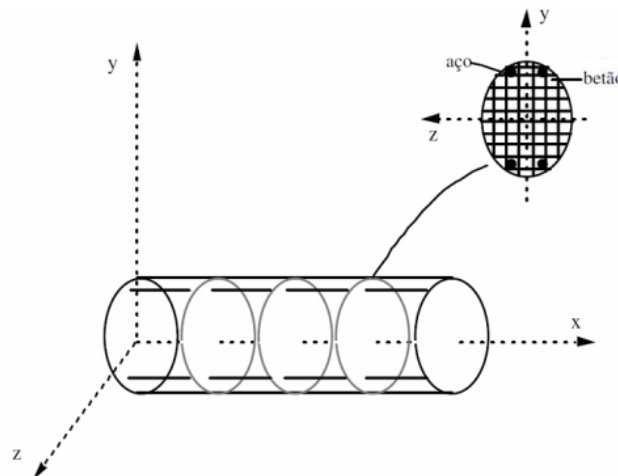


Figura 17 – Discretização de um elemento, em fatias e em fibras, ao longo do seu comprimento e ao nível da secção, respetivamente. [9]

As relações constitutivas para as secções em estudo são determinadas a partir do comportamento dos materiais que constituem as fibras, aço e/ou betão. Deste modo, a definição adequada das relações não lineares, para estes dois materiais, é essencial para se obter uma modelação adequada do comportamento do elemento sob carregamento alternado e repetido.

A idealização dos elementos a partir desta discretização exige um número elevado de operações para a construção da matriz de rigidez tangente do elemento e para o cálculo de tensões e extensões ao nível da sua, para cada passo de integração.

Esta metodologia tem a principal vantagem de não ser necessário estabelecer o comprimento da secção de comportamento inelástico. No entanto, é necessário discretizar cada elemento estrutural em muitos elementos finitos, de forma a captar-se a distribuição do comportamento não linear ao longo dos elementos. Apesar desta vantagem, este processo é bastante moroso e com uma grande complexidade na modelação, exigindo um grande esforço do programa de cálculo, não sendo vantajoso aquando do dimensionamento e/ou análise de uma estrutura. [9]

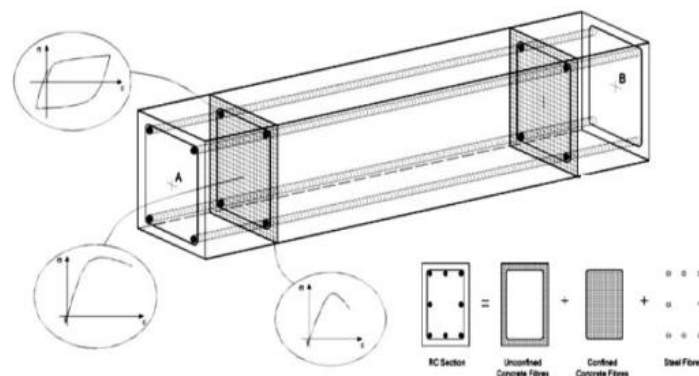


Figura 18 – Discretização de um elemento de betão armado com um modelo de fibras [43]

3.6.5.2. Modelação com não linearidade concentrada

Nos modelos de plasticidade concentrada, os elementos são idealizados com o pressuposto de que o comportamento não linear existe apenas num dado comprimento existente nas extremidades desses elementos, normalmente denominado de comprimento de rótula plástica. Deste modo, este modelo de plasticidade concentrada consiste na divisão dos elementos de barra em três elementos, apresentando os dois segmentos

extremos um comportamento não linear e o elemento central, que interliga aos anteriores, um comportamento elástico durante o carregamento imposto pela ação sísmica. [9]

No que respeita ao comportamento dos troços localizados nos extremos, com comportamento não linear, podem ser adotadas duas estratégias: uma primeira consiste na implementação de uma lei de comportamento hysterético, conforme o ponto 3.6.1, atribuindo-se um comportamento inelástico em todo o comprimento crítico; e uma segunda consiste na divisão da secção crítica em fibras, sendo posteriormente calculado a envolvente e a histerese a partir do comportamento dos materiais definidos com base na modelação em fibras. Na figura 19 é possível perceber as duas estratégias anteriormente referidas.

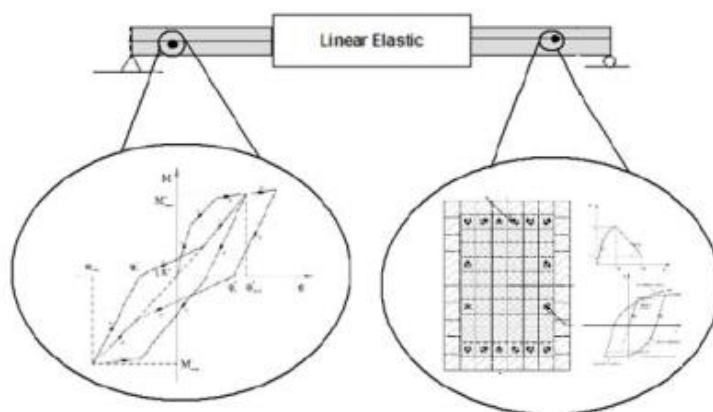


Figura 19 – Representação das metodologias de introdução do comportamento não linear [68]

No programa de cálculo SAP2000 [24] é apenas possível modelar a estrutura recorrendo a modelos de plasticidade concentrada, por forma a contabilizar as propriedades não lineares dos elementos.

3.7. Rótulas Plásticas

As rótulas plásticas permitem a modelação do comportamento não linear dos elementos. A formação destas rótulas, com boas características de ductilidade e de dissipação de energia, é um aspeto bastante importante, tendo em conta que a formação destas implica uma redistribuição de todos os esforços elásticos numa estrutura. É assim fulcral evitar rótulas frágeis que possam levar ao colapso parcial ou integral da estrutura. Desta forma,

de modo a melhorar a mobilização da capacidade de dissipar energia destas rótulas e de maneira a não exigir tanto de cada rótula, é necessário que se crie um grande número de rótulas plásticas, sem tornar a estrutura num mecanismo. [9]

O processo de fendilhação das seções de betão armado inicia-se, geralmente, nas extremidades dos elementos estruturais (vigas e pilares), devido aos esforços de flexão serem mais elevados, e conseqüentemente, provocando uma concentração de deformações não lineares resultante do comportamento inelástico dos materiais.

Basicamente, é nas extremidades dos elementos de um pórtico que se concentram todas as não linearidades dos materiais, pelo que é necessário considerar, eventualmente, a formação de rótulas plásticas nestes locais aquando do respetivo dimensionamento de pórticos.

De maneira a obter-se um adequado comportamento da estrutura e um melhor controlo dos danos é fulcral definir as zonas críticas, zonas onde se pode observar a formação de rótulas plásticas, nos locais onde se espera que se desenvolvam maiores danos, como sendo as zonas de ligação viga-pilar e pilar-fundação.

O software de cálculo automático SAP2000 recorre a modelos de plasticidade concentrada, por forma a contabilizar as propriedades não lineares dos elementos. Como tal, ao recorrer a este programa é possível caracterizar estas rótulas automaticamente ou manualmente. O cálculo automático das rótulas plásticas a partir do SAP2000 pode ser realizado com recurso ao regulamento FEMA-356 [37] ou baseando-se nas relações momento-curvatura (*Caltran Flexural Hinge*). Relativamente ao cálculo manual das rótulas plásticas, este poderá ser realizado considerando automaticamente a interação P-M2-M3, ou considerando manualmente a interação P-M2-M3. [38][3]

3.7.1. Modelo de rótula com comportamento à flexão multi-linear (Multilinear uncoupled M2 or M3 Hinges)

Como referido anteriormente, as rótulas plásticas podem ser definida automaticamente através das relações momento-curvatura ou através da regulamentação do FEMA-356 [37]. Os procedimentos existentes no FEMA-356 [37] traduzem-se na definição de uma

curva força-deslocamento ou momento-rotação, obtida a partir de 5 pontos (A, B, C, D e E), conforme a Figura 20.

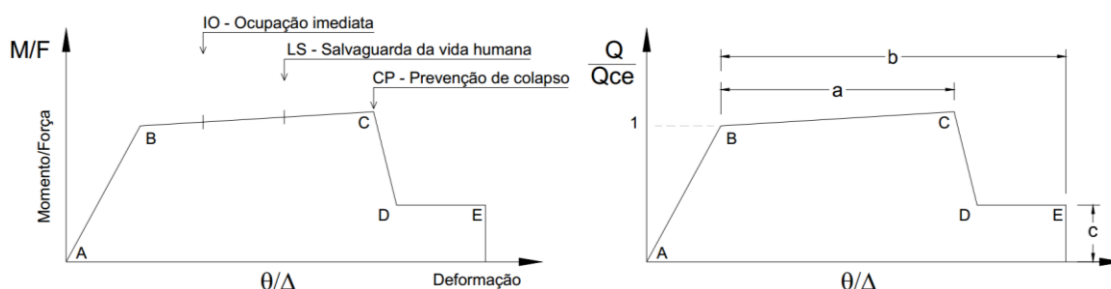


Figura 20 – Relações força-deslocamento generalizadas para os elementos de betão armado. [37] [17]

A curva de resposta, representada na figura 20, é definida por quatro tramos que definem o comportamento dos diversos elementos e de deformação admissíveis. No primeiro tramo elástico (A-B), verifica-se uma resposta linear na barra. O segundo tramo (B-C) corresponde à deformação plástica na rótula. A inclinação neste troço é normalmente baixa (0-10% do valor do regime elástico) e representativa de fenómenos como o endurecimento. O terceiro tramo (C-D) representa a degradação da capacidade resistente, e o último tramo (D-E) corresponde à rotura do elemento estrutural. Deste modo, o ponto B representa, o início das deformações na rótula, ou seja, a cedência na rótula, o ponto C corresponde à carga última para a análise *pushover*, a capacidade residual para a análise *pushover* é atingida no ponto D e, por último, o colapso do elemento estrutural coincidente com o ponto E.

Na figura 20 é também possível observar os três níveis de desempenho que estão relacionados com o nível de danos admissível para uma determinada estrutura, sendo estes: Ocupação Imediata (IO), Salvaguarda da Vida Humana (LS) e Prevenção do Colapso (CP).

Para o primeiro nível de desempenho, Ocupação Imediata (IO), espera-se que o edifício permaneça funcional durante e após a ação do sismo, esperando-se apenas danos mínimos ou até mesmo nenhum dano nos elementos estruturais e não estruturais. A estrutura apresenta uma resposta centrada no domínio elástico, bem como uma resistência e rigidez idênticas às que continha antes da ação do sismo.

Para o segundo nível de desempenho, Salvaguarda da Vida Humana (LS), são esperados danos muito significativos nas estruturas, no entanto, as mesmas ainda têm a capacidade

de resistir contra um colapso parcial ou total, sendo possível proceder a uma reabilitação das mesmas.

Por fim, no terceiro nível de desempenho, Prevenção do Colapso (CP), a estrutura atinge o seu limite de capacidade última, sendo a reabilitação da mesma praticamente impensável. [37][17]

Este modelo permite uma análise do comportamento de degradação de cargas, apresentando bons resultados de estimativa de ductilidade. Não obstante, devido ao comportamento não linear dos elementos ser caracterizado de forma independente, tanto na direção transversal como na direção longitudinal, este tipo de modelo deverá ser apenas usado em análises 2D. [23][38][3]

3.7.2. Modelo de rótula com comportamento à flexão composta ou flexão composta desviada multi-linear (Multilinear interaction PM or PMM Hinges)

A consideração das rótulas plásticas a partir deste modelo é semelhante ao modelo anteriormente referido, uma vez que inclui todas as suas características, considerando ainda a flexão em ambos os eixos ortogonais a partir de interações Momento Fletor – Momento Fletor ($M_2 - M_3$) e Esforço Axial – Momento Fletor ($P - M$).

Neste modelo há que ter em atenção certos aspetos, tais como, a definição prévia dos diagramas $M_2 - M_3$ e $P - M$ para as secções transversais e a consideração do número de curvas Momento-Curvatura a serem utilizadas relativamente às interações $M_2 - M_3$, na secção em análise. No caso de secções assimétricas é aconselhável a consideração de, pelo menos, três curvas, longitudinal, transversal e segundo a direção a 45° , enquanto que para secções circulares é apenas necessário a consideração de uma curva.

A maior vantagem que este modelo apresenta relativamente ao anterior, para além de considerar as interações $M - M$ e $P - M - M$, prende-se com o facto de permitir a sua utilização para efeitos de análise em elementos com comportamentos bidimensionais e tridimensionais. [23][38][3]

3.7.3. Modelo de rótula com comportamento à flexão composta desviada para modelo de fibras (Fiber PMM Hinges)

A modulação de rótulas do tipo *Fiber PMM Hinges* permite definir a interação entre o esforço axial e a flexão desviada ao longo das barras (*frames*). Para cada fibra da secção transversal é definida uma curva não linear tensão-deformação longitudinal do material, podendo ser definidas manual ou automaticamente através do *Section Design*.

A secção transversal é discretizada em fibras axiais, sendo que para cada fibra, dependendo do material, é usada uma curva não linear tensão-deformação. Esta curva não linear é invariável tanto para materiais uniaxiais, isotrópicos, ortotrópicos e anisotrópicos.

A relação Momento-Rotação e Esforço Axial-Deformação são obtidas a partir da multiplicação entre o comportamento das fibras e o comprimento das rótulas plásticas, para ambas as direções.

Ao contrário dos modelos anteriores, este modelo para além de apresentar maior complexidade e sendo mais moroso em termos computacionais, apresenta uma maior estabilidade numérica relativamente às análises não lineares. [23][38][3]

3.8. Viabilidade e limitações da análise Pushover

O intuito da aplicação da análise *Pushover* é de permitir avaliar uma estrutura sujeita a uma ação sísmica, estimando a sua resistência e as suas exigências de deformação a partir da imposição de um carregamento.

A partir desta análise é expectável que sejam fornecidas características de resposta das estruturas, tais como: [49]

- ❖ As exigências reais de resistência de elementos potencialmente frágeis, como a resistência ao esforço axial dos pilares, a resistência ao momento fletor das ligações das vigas com os pilares, ou a resistência ao corte de elementos curtos, cujo esforço dominante seja o esforço transversal;
- ❖ Estimativa das exigências de deformação nos elementos, que tenham de se deformar plasticamente, de forma a dissipar a energia resultante das acelerações do solo;

- ❖ Consequências da diminuição de rigidez dos elementos estruturais e na estabilidade global da estrutura;
- ❖ Identificação de irregularidades de rigidez em planta ou em altura que causem alterações das características dinâmicas no patamar inelástico;
- ❖ Estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos, tendo em conta as descontinuidades de rigidez. Desta forma, podem ser estimados os danos nos elementos não estruturais;
- ❖ Identificação de zonas críticas, onde se esperam que as deformações plásticas sejam relevantes;
- ❖ Identificação da sequência de cedência e de rotura dos elementos e evolução da curva de capacidade global da estrutura.

Todos os resultados anteriormente referidos advêm de vários fatores importantes na implementação da análise, tais como a consideração do comportamento não linear de todos os elementos e da execução incremental da análise estática não linear.

Existem, de facto, boas razões para se proceder à aplicação deste método de análise em detrimento do método elástico. No entanto, há que realçar que este tipo de análise é aproximada e baseada num carregamento estático, não caracterizando o aspeto dinâmico, sendo necessário ponderar a sua aplicação, uma vez que existem algumas desvantagens, tais como: [14]

- ❖ O método N2 original foi criado, inicialmente, para análise de estruturas planas. Devido ao desenvolvimento do método ser efetuado a partir da aplicação de uma distribuição de forças proporcional ao primeiro modo de vibração pode conduzir a valores imprecisos e/ou irreais quando os modos de vibração superiores forem significativos, devido a contabilizar apenas o modo de vibração inicial.
- ❖ A distribuição de forças a aplicar na estrutura é invariável ao longo do tempo, o que poderá provocar uma lacuna no que respeita à existência de zonas frágeis da estrutura.

- ❖ Apenas são consideradas cargas horizontais como distribuição de forças a aplicar na estrutura. A aplicação de cargas verticais devido à ação sísmica, que em alguns casos poderá ser de grande importância, é ignorada.
- ❖ Não é tida em conta a degradação progressiva de rigidez que ocorre durante o carregamento cíclico de um sismo devido ao comportamento não linear dos materiais. Esta perda de rigidez introduz modificações nos períodos e nas características modais da estrutura, o que ao não ser tido em conta, leva a falhas na análise das fragilidades estruturais, que porventura possam existir.
- ❖ Os modos de vibração podem variar ao longo da atuação de um sismo em função do nível de inelasticidade. Desta forma, a deformação que é estimada pelo método poderá ser inadequada e imprecisa para estruturas em que a contribuição dos modos de vibração mais elevados são importantes na resposta a ações dinâmicas.

4. Descrição e modelação do caso em estudo

4.1. Introdução

O presente caso de estudo, descrito neste capítulo, baseia-se num edifício escolar existente, localizado no município da Ribeira Grande, Ilha de São Miguel, Açores, datando o projeto de 2007. A modelação de parte deste edifício escolar é realizada tendo como base as plantas de arquitetura e de estrutura.

4.2. Descrição geral do edifício

A estrutura a ser estudada refere-se a um edifício escolar existente, localizado no município da Ribeira Grande, Ilha de São Miguel, Açores.

Este trabalho irá focar-se apenas no pavilhão gimnodesportivo, localizado na zona sul do respetivo edifício. Esta estrutura apresenta-se como uma estrutura reticulada simples, constituída por pilares, vigas e uma laje de cobertura em betão armado.

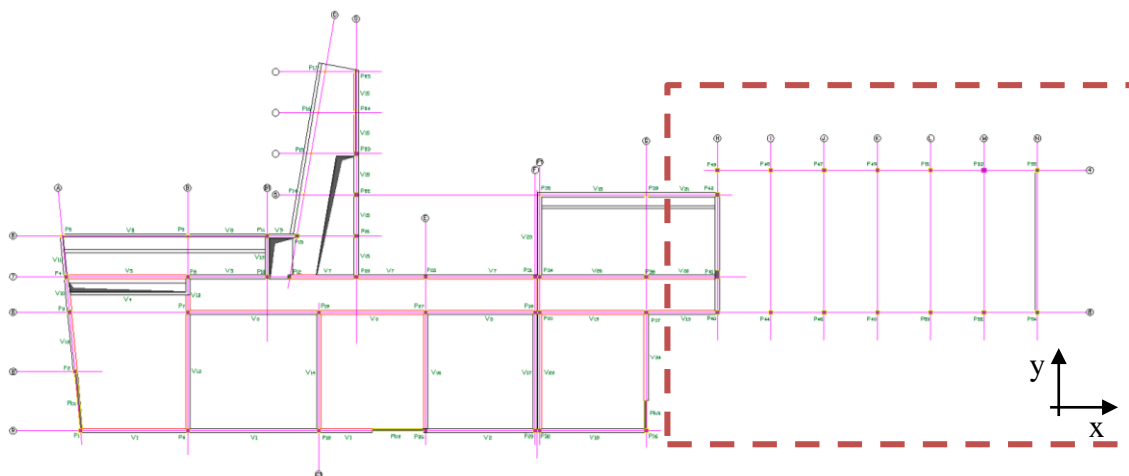


Figura 21 – Implantação do edifício escolar, com indicação da zona em estudo.

O pavilhão gimnodesportivo apresenta uma implantação retangular, em que o maior lado mede 22,80 metros e o menor lado mede 10,30 metros, com um pé direito de 6,10 metros.

4.2.1. Descrição estrutural

A estrutura em questão apresenta a seguinte modelação e as características:

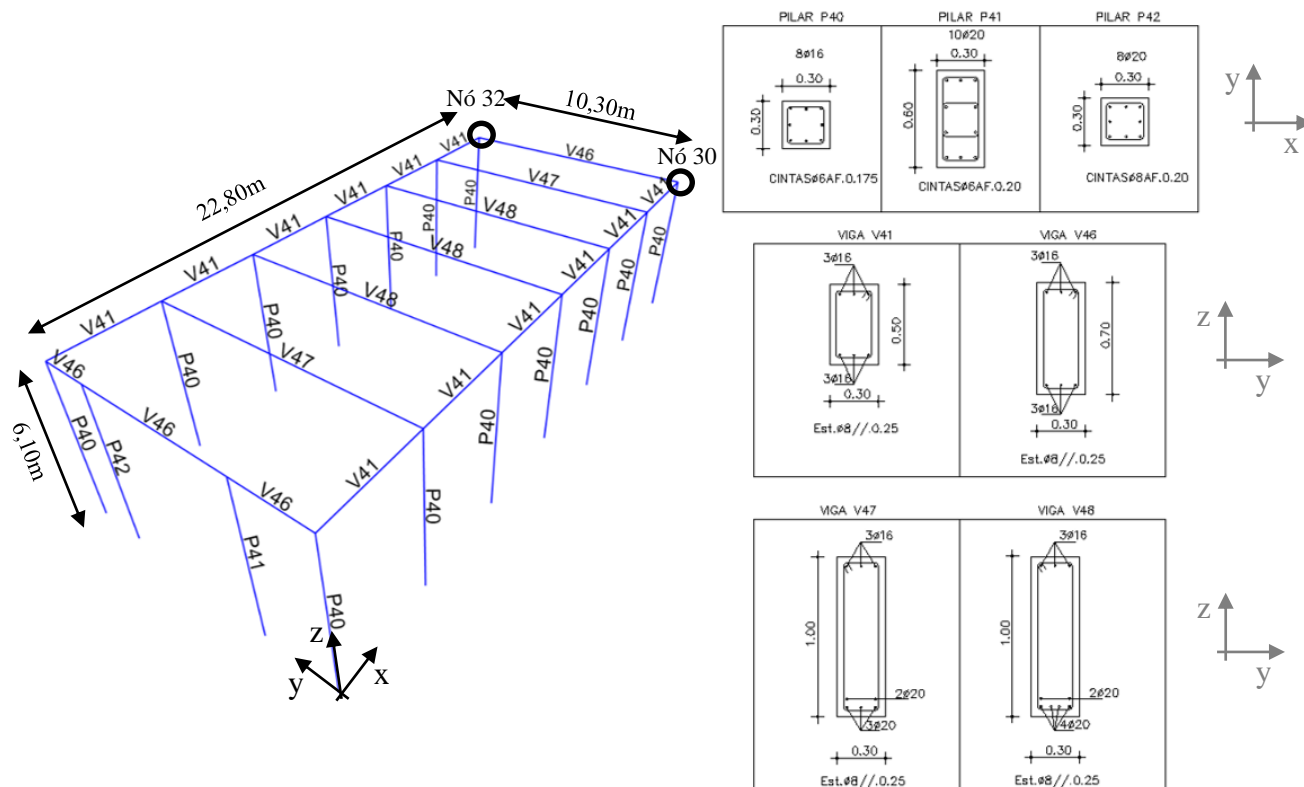


Figura 22 – Representação da estrutura em estudo e suas características.

4.3. Modelação do Edifício

4.3.1. Modelação de materiais

Os modelos estruturais do edifício foram concebidos com auxílio do programa de cálculo automático Sap2000 versão 16 [24], permitindo proceder a uma análise estática não linear do edifício.

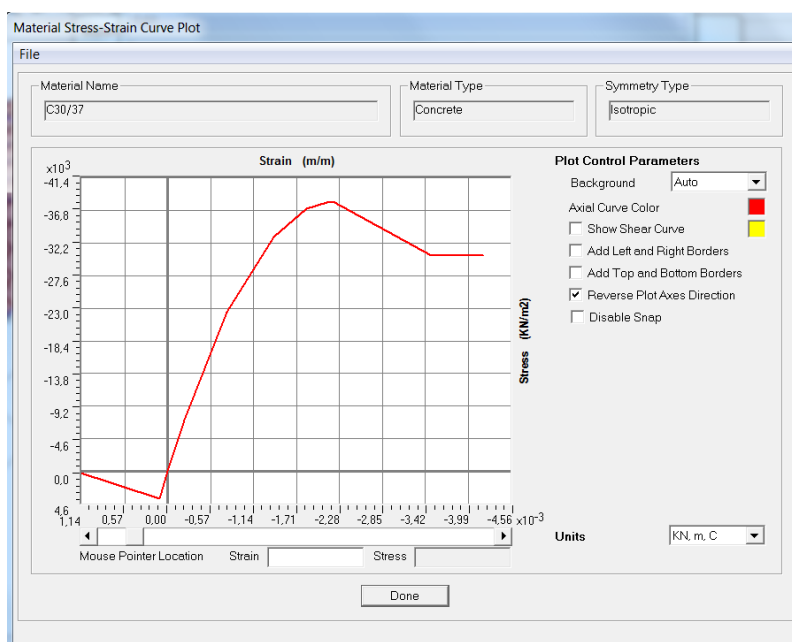
4.3.1.1. Betão

O tipo de betão utilizado em todos os elementos estruturais foi o C30/37 com as seguintes propriedades:

Tabela 2 – Características mecânicas do betão

Betão C30/37	
Tensão de compressão característica (f_{ck})	30 MPa
Módulo de elasticidade médio aos 28 dias (E_{cm})	33 GPa
Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cm})	38 GPa
Extensão de compressão correspondente à tensão máxima (ϵ_{c1})	2,2 ‰
Extensão de compressão última (ϵ_{cu})	3,5 ‰
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2

Relativamente à modelação no programa de cálculo automático Sap2000 [24], considerou-se que o betão apresenta um comportamento isotrópico, definindo-se as características do material, e parâmetros de deformação, com base no Quadro 3.1 do EC2 [64]. Por forma a considerar o comportamento não linear do material foi considerado um modelo histerético do tipo Takeda, apresentando-se na figura 23, o gráfico tensão-extensão para o betão C30/37:


Figura 23 – Gráfico tensão-extensão do betão C30/37 definido no SAP2000.

4.3.1.2. Aço

O tipo de aço utilizado foi do tipo A400 NR SD com as seguintes propriedades:

Tabela 3 – Características mecânicas do aço

Aço	
Valor característico da tensão de cedência (f_{yk})	400 MPa
Módulo de Elasticidade (E_s)	200 GPa
Extensão à tensão máxima (ε_{uk})	$\geq 7,5 \text{ ‰}$
Extensão de cedência (ε_{yk})	0,2 ‰
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3

Relativamente à modelação no programa de cálculo automático Sap2000 [24], considerou-se que o aço para armaduras apresenta um comportamento uniaxial, definindo-se as características do material, com base no Quadro C.1 do EC2 [64] e com recurso a valores obtidos a partir das expressões semi-empíricas proposta por Pipa [69]. Por forma a considerar o comportamento não linear do material é considerado um modelo histerético do tipo Takeda, apresentando-se na figura 24, o gráfico tensão-extensão do aço A400NR SD definido no software SAP2000 [24]:

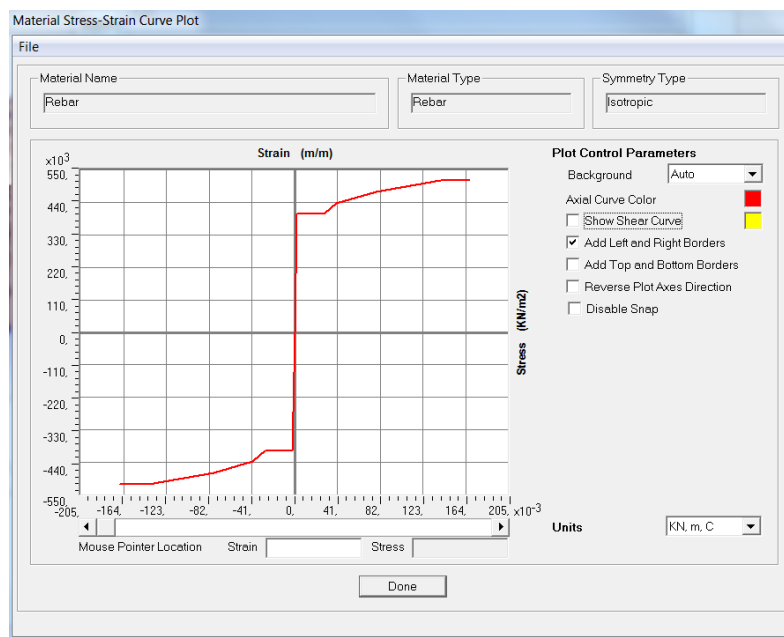


Figura 24 – Gráfico tensão-extensão do aço A400 definido no SAP2000.

Em termos de durabilidade dos elementos estruturais foram tidos em conta os seguintes recobrimentos das armaduras:

- ❖ Fundações e elementos enterrados – 5 cm
- ❖ Lajes – 4 cm
- ❖ Restantes elementos – 4,5 cm

4.3.2. Modelação de elementos estruturais

Para a modelação dos elementos vigas e pilares recorreu-se a elementos do tipo *frame* e para a modelação dos elementos laje recorreu-se a elementos do tipo *Shell*. A discretização da estrutura foi conseguida após a criação da grelha tridimensional, no software de cálculo automático, procedendo à localização dos pilares, vigas, paredes resistentes e lajes.

A correta definição destes elementos encontra-se descrita no Anexo A.

4.3.2.1. Elementos barra (Frame)

A modelação das secções das vigas e dos pilares foi realizada através do *Section Designer*, onde é possível definir as secções com material base e secção igual ao estipulado no projeto de estruturas.

A correta definição destes elementos encontra-se descrita no Anexo A.

4.3.2.2. Elementos laje (Shell)

A modelação dos elementos tipo laje (Shell) foi realizada com recurso a elementos tipo *Shell – layered/nonlinear*. Esta modelação realizou-se considerando o material, a espessura e as armaduras longitudinais e transversais, tal como estipulado no projeto de estruturas.

A correta definição destes elementos encontra-se descrita no Anexo B.

4.3.2.3. *Rótulas plásticas*

Por forma a contemplar a capacidade da estrutura em dissipar energia é necessário prever a formação de um elevado número de rótulas plásticas, em locais onde são expectáveis maiores esforços.

Para a implementação deste pressuposto foram consideradas zonas onde podem ocorrer estas rótulas plásticas, tais como, locais de ligação viga-pilar e pilar-fundação.

Sendo esta uma fase crítica do ponto de vista de uma análise *pushover*, e tendo em conta as várias formas de contabilizar as rótulas pelo programa de cálculo, conforme capítulo 3.7, foi considerada para o desenvolvimento deste trabalho a definição das rótulas plásticas de forma manual, não considerando automaticamente a interação P-M-M, para as direções x e y e sentidos positivo e negativo. Desta forma, será possível aferir as interações de esforços destes modelos, avaliando a influência das modelações na análise não linear.

A definição das rótulas plásticas encontra-se descrita em maior pormenor no Anexo A.3 e B.2.

4.3.3. *Definição de ações*

A estrutura em análise é sujeita a diferentes tipos de ações com origens distintas, pelo que foi considerada a aplicação de dois tipos de ações distintas: ações permanentes e ações variáveis. A consideração destas ações foi feita recorrendo aos dispostos definidos no EC 0 [62] e EC 1 [63].

4.3.3.1. *Ações Permanentes (G)*

As cargas permanentes são constituídas por dois tipos de ações: ação permanente (engloba peso próprio da estrutura) e restantes cargas permanentes (engloba revestimentos).

Desta forma, foram consideradas as seguintes ações:

Peso Próprio da estrutura (PP)

- ❖ Peso específico do betão armado – 25 KN/m³

Restante Carga Permanente (RCP)

- ❖ Revestimento de cobertura – 2 KN/m²

4.3.3.2. Ações Variáveis (Q)

Os valores das cargas variáveis a aplicar no edifício e seus coeficientes (ψ) foram obtidos a partir das tabelas 6.1 e 6.2 do EC 1 [63], sendo as seguintes:

Sobrecarga (SC)

- ❖ Sobrecarga em cobertura – 1 KN/m² ($\psi_2 = 0$)

4.3.3.3. Ação Sísmica (SISMO)

A consideração da ação sísmica encontra-se definida seguidamente.

4.3.3.4. Combinação de ações

Para o dimensionamento da estrutura recorreu-se às combinações de ações preconizadas no EC 0 [62]:

Estados Limites Últimos – Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2)

$$\sum_{j \geq i} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (24)$$

Estados Limites Últimos – Ação Sísmica (art.º 6.4.3.4)

$$\sum_{j \geq i} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (25)$$

Estados Limites de Utilização – Combinação Quase-Permanente (art.º 6.5.3c)

$$\sum_{j \geq i} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (26)$$

4.4. Análise Sísmica

4.4.1. Análise Modal

Conforme o disposto no EC8 [60], deve considerar-se as respostas dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta global de uma estrutura. Como tal, ao analisar inicialmente a estrutura obteve-se os períodos e frequências para cada modo de vibração, bem com, os fatores de participação de massa para os diferentes modos de vibração, conforme tabela 4.

Tabela 4 – Fatores de participação de massa da estrutura.

Fatores de participação de Massa								
Modo	T [s]	Freq.	Ux [%]	Uy [%]	Σ Ux [%]	Σ Uy [%]	Rz [%]	Σ Rz [%]
1	0,6996	1,4295	36,3550	46,4190	36,3550	46,4190	12,5980	12,5980
2	0,6974	1,4339	58,7650	28,9420	95,1200	75,3600	7,5360	20,1350
3	0,4141	2,4146	0,0014	19,7670	95,1210	95,1270	72,2330	92,3670
4	0,1222	8,1856	0,0002	1,39x10 ⁻⁶	95,1210	95,1270	1,70x10 ⁻⁶	92,3670
5	0,1126	8,8808	0,0009	5,59x10 ⁻⁵	95,1220	95,1270	7,22x10 ⁻⁵	92,3670

A partir da tabela anterior é possível perceber que os modos de vibração que contribuem mais para a resposta global da estrutura são o primeiro e o segundo modo, para a direção y e direção x, respetivamente.

4.4.2. Regularidade estrutural

A regularidade dos edifícios é um dos aspetos que influencia bastante o comportamento que a estrutura apresenta quando sujeita a uma ação sísmica. Ao analisarem-se as estruturas sujeitas a ações sísmicas é possível perceber que quanto mais regular for a

estrutura, melhor comportamento esta terá. Desta forma, ao definir uma estrutura o mais regular possível garante-se um melhor desempenho de todos os seus elementos estruturais, bem como, um melhor comportamento à ação sísmica. No entanto, nem todas as estruturas se apresentam como regulares, o que implica por vezes grandes variações de rigidez e massa nas mesmas. Este facto implica que ocorram, em certos locais, grandes concentrações de tensões/deformações levando, posteriormente, a situações de colapso da estrutura.

4.4.2.1. Critério de regularidade em planta

Segundo o estipulado no artigo 4.2.3.2 do EC 8 [60], para um edifício ser considerado regular em planta tem que satisfazer certas condições, tais como:

- ❖ O edifício deverá ser simétrico em planta, em relação aos dois eixos ortogonais, no que se refere à rigidez lateral e distribuição da massa;
- ❖ Cada piso deverá ser delimitado por uma linha poligonal convexa, em planta. No caso de existirem recuos, a regularidade em planta deverá ser considerada se a área entre essa linha do piso não exceder 5% da área do piso;
- ❖ A rigidez axial dos pisos, em planta, deverá ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, por forma a que a deformação axial do piso tenha pouca influência na distribuição de forças entre esses mesmos elementos;
- ❖ A esbelteza ($\lambda = \frac{L_{m\acute{a}x}}{L_{m\acute{i}n}}$) do edifício, em planta, não deverá ser superior a 4, sendo $L_{m\acute{a}x}$ e $L_{m\acute{i}n}$ a maior e menor dimensão em planta do edifício, respetivamente;
- ❖ A excentricidade estrutural e o raio de torção devem ser verificados para cada nível e para cada direção x e y, no que respeita às seguintes condições:

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (27)$$

$$r_i \geq l_s \quad (28)$$

Sendo que i representa a direção de cálculo x ou y; e_{oi} indica a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i , perpendicular à direção

de cálculo considerada; r_i representa o raio de torção na direção i e l_s representa o raio de giração da massa do piso em planta.

- ❖ O centro de rigidez, em edifícios de um só piso, é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários;
- ❖ Em edifícios de vários pisos é apenas possível classificar de forma aproximada o centro de rigidez e o raio de torção se os sistemas resistentes a ações laterais forem contínuos desde a fundação até ao topo do edifício e se as deformações, devidas a cargas horizontais, de cada sistema não forem muito diferentes;
- ❖ Em pórticos e em sistemas com paredes esbeltas onde a deformação predominante é a devida à flexão, a posição do centro de rigidez e do raio de torção de todos os pisos pode ser determinada em função dos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais. Se a deformação por esforço transversal for significativa pode-se ter em conta um momento de inércia equivalente da secção.

Ao analisar-se a regularidade em planta, foi possível concluir que o edifício em questão cumpre com os requisitos impostos pelo EC8 [60], conforme tabelas seguintes, sendo classificado como regular em planta.

Tabela 5 – Esbelteza do edifício.

$L_{máx}$ (m)	L_{min} (m)	λ	$\lambda \leq 4$
22,80	10,3	2,21	Aprovado

Tabela 6 – Raio de giração do piso, coordenadas do centro de massa (C.M.) e do centro de rigidez (C.R.) e valor da excentricidade estrutural do edifício.

Piso	I_s (m)	C. M _x (m)	C. M _y (m)	C. R _x (m)	C. R _y (m)	e_{ox} (m)	e_{oy} (m)
1	7,22	11,4	5,15	6,85	4,92	4,55	0,23

Tabela 7 – Excentricidade estrutural e raio de torção da estrutura.

<i>Piso</i>	<i>M (ton)</i>	<i>I_p</i> (<i>ton.m²</i>)	<i>r_x (m)</i>	<i>r_y (m)</i>	0,30. <i>r_x</i> (<i>m</i>)	030. <i>r_y</i> (<i>m</i>)
1	137,65	7179,85	15,39	19,62	4,62	5,89

Tabela 8 – Condições de aceitação relativamente à excentricidade estrutural e raio de torção.

<i>Piso</i>	$e_{ox} \leq 0,30.r_x$	$e_{oy} \leq 0,30.r_y$	$r_x \geq l_s$	$r_y \geq l_s$
1	Aprovado	Aprovado	Aprovado	Aprovado

4.4.2.2. Critério de regularidade em altura

Segundo o estipulado no artigo 4.2.3.3 do EC 8 [60], para um edifício ser considerado regular em altura tem que satisfazer certas condições, tais como:

- ❖ Os sistemas de resistência às ações laterais deverão ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- ❖ A rigidez lateral e a massa de cada piso deverão permanecer constantes, ou apresentar uma redução gradual desde a base até ao topo do edifício;
- ❖ Em sistemas porticado, a relação entre a resistência do piso real e a resistência requerida pelo cálculo, não deve variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes.

No caso de existirem recuos devem ser respeitadas as seguintes condições:

- ❖ No caso de sucessivos recuos, com simetria axial, o recuo não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo, conforme figura 25:

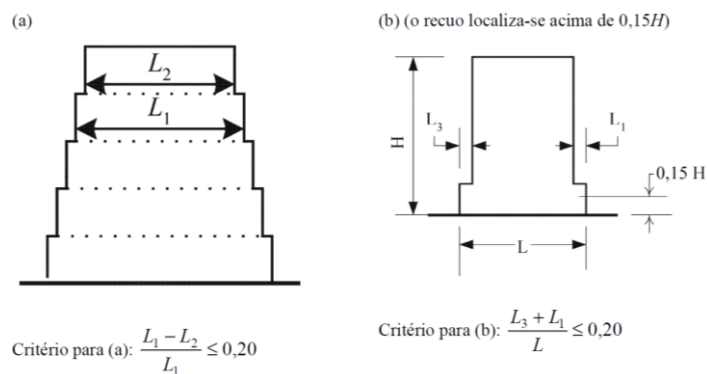


Figura 25 – Critério de regularidade em altura. [60]

- ❖ No caso de um único recuo a menos de 15% da altura do edifício, este não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso, a zona da base associada à projeção horizontal do perímetro dos pisos superiores deverá ser dimensionada para resistir a pelo menos 75% da força horizontal que atuaria a esse nível, conforme figura 25.
- ❖ No caso de recuo não simétrico, a soma destes em cada face do edifício não deverá exceder 30% da dimensão em planta na direção do recuo, ao nível do piso acima da fundação ou de um embasamento rígido. Cada recuo não deverá, ainda, ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior, conforme figura 26:

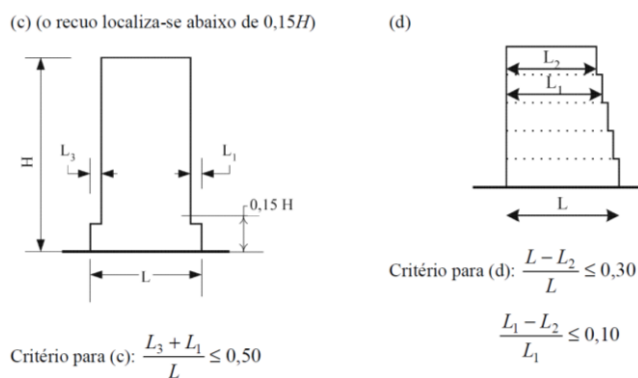


Figura 26 – Critério de regularidade em altura. [EC 8]

Deste modo, ao analisar-se a regularidade em altura do edifício em estudo foi possível classificar a estrutura como regular em altura, segundo o EC 8 [60], não existindo qualquer recuo.

4.4.3. Espectro de resposta elástico

O movimento da ação sísmica é representado por meio de espectros de resposta elásticos de aceleração, à superfície do terreno, obtendo-se valores extremos das acelerações (ou deslocamentos) da estrutura.

Deste modo, na cláusula 3.2.2.2 (1) do EC 8 [60] são indicadas as expressões que permitem definir o espectro de resposta elástica e que se passam a transcrever:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (29)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (30)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (31)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (32)$$

Em que:

$S_e(T)$ – Aceleração espectral elástica, em função do período;

T – Período de vibração;

T_B – Período correspondente ao limite inferior do ramo de aceleração espectral constante;

T_C – Período correspondente ao limite superior do ramo de aceleração espectral constante;

T_D – Período que marca o início o ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente de solo;

η – Fator de amortecimento;

a_g – Aceleração do solo.

O edifício escolar em análise possui, segundo o Quadro 4.3 do EC 8 [60], um coeficiente de importância da classe III ($\gamma_1 = 1,15$). Segundo o Quadro NA.II do Anexo Nacional, tendo em conta que o edifício escolar se localiza no arquipélago dos Açores (apenas a ação sísmica do tipo 2 é aplicável), tem-se que o valor de cálculo da aceleração à superfície é dada por:

$$a_{g2} = 1,15. a_{gr} \quad (33)$$

De acordo com o projeto, o edifício encontra-se inserido no município da Ribeira Grande apresentando um tipo de solo da classe A, conforme o Quadro 3.1 do EC 8 [60]. A este município corresponde uma zona sísmica de 2.1 e uma aceleração máxima à superfície de 2.5, conforme o anexo nacional NA.1.

Para a definição do espetro de resposta encontram-se definidos na tabela 9, os parâmetros necessários.

Tabela 9 – Parâmetros do espetro de resposta elástico

Ação Sísmica do Tipo 2	
$a_{gr} [m/s^2]$	2,50
γ_1	1,150
$a_g [m/s^2]$	2,875
S_{max}	1,000
S	1,000
$T_B [s]$	0,100
$T_C [s]$	0,250
$T_D [s]$	2,000

Para a situação de estruturas de betão armado foi considerado um coeficiente de amortecimento de 5%, correspondendo a $\eta = 1$.

Na figura 27 é possível visualizar o gráfico correspondente ao espetro de resposta elástica referente a uma ação do tipo 2.

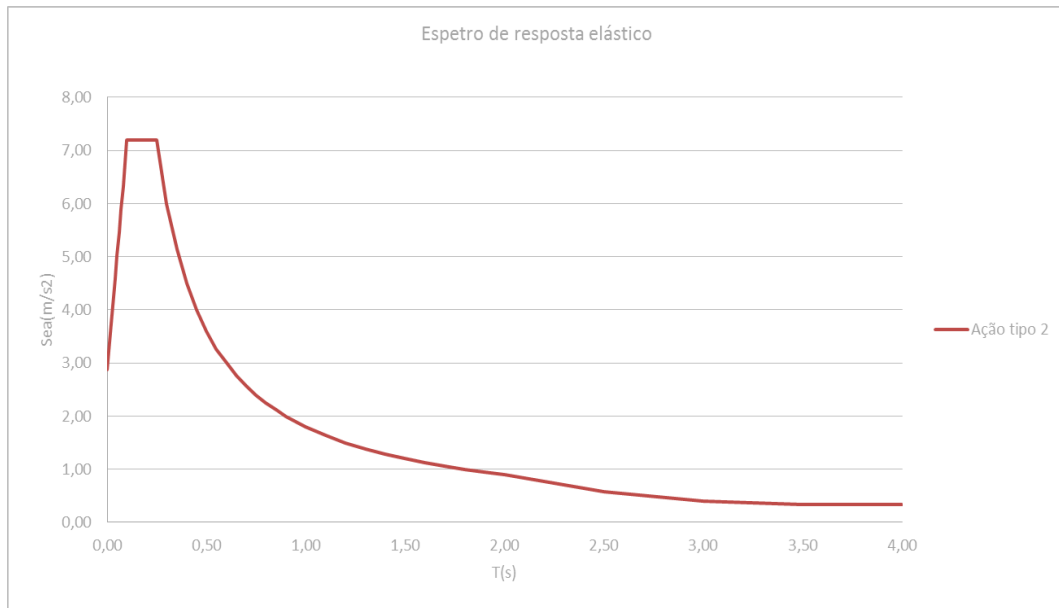


Figura 27 – Espectro de resposta elástica para a ação do tipo 2.

4.4.4. Coeficiente de comportamento

A não consideração da não linearidade dos materiais pode levar a um agravamento significativo dos esforços e deslocamentos das estruturas. Assim, por forma a contabilizar e tirar partido do comportamento fisicamente não linear dos materiais é aplicado o coeficiente de comportamento, q (fator de redução de forças).

A partir da contabilização indireta da capacidade de dissipação de energia e através do fator de redução de forças é possível obter melhores resultados de esforços. Será importante ter em conta que este fator depende do tipo de estrutura e da ductilidade dos elementos.

O coeficiente de comportamento, q , representa a razão entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita, caso a resposta fosse completamente elástica (com 5% de amortecimento viscoso), e as forças sísmicas que deverão ser aplicadas para o cálculo e dimensionamento dos elementos estruturais, por forma a assegurarem uma resposta razoável da estrutura.

Segundo o EC 8 [60], prevêem-se três classes de ductilidade distintas: Baixa (DCL), Média (DCM) e Alta (DCH). A consideração do correto nível de ductilidade para as

estruturas em estudo é um fator importante, uma vez que permite a utilização de um coeficiente de comportamento aceitável.

Tendo em conta o nível de sismicidade existente nos Açores, considerou-se como a opção mais acertada a consideração da classe de ductilidade média (DCM) à estrutura existente. Optou-se por não considerar uma classe de ductilidade alta (DCH) devido à complexidade no dimensionamento e nos aspetos construtivos da mesma, não sendo de todo a mais realista, no caso do edifício existente.

Segundo o parágrafo 5.2.2.2 (1) do EC 8 [60], é possível definir o coeficiente de comportamento, q , a partir da equação (35):

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5 \quad (34)$$

Em que q representa o coeficiente de comportamento, q_o o coeficiente de comportamento básico em função do sistema estrutural e dos critérios de regularidade e K_w o fator associado ao mecanismo de colapso para sistemas estruturais do tipo parede.

A partir do Quadro 5.1, do EC 8 [60] foi possível admitir um valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , conforme tabela 10:

Tabela 10 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , para sistemas regulares em altura [60]

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema de paredes acopladas	3,0	$4,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Tendo em conta que o edifício em estudo se apresenta como um sistema porticado de um piso, regular em planta e altura, a partir das cláusulas 5.2.2.2 (5) e 5.2.2.2 (11) do EC8

[60] foi possível definir um valor para o fator de majoração, $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, e um valor para o fator que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, k_w , sendo estes 1,1 e 1,0 respetivamente. Tendo-se em consideração todos os aspetos considerados na cláusula 5.2.2.2 do EC 8 [60], foi possível obter um valor de coeficiente de comportamento (q_o) de 3,3.

4.4.5. Espectro de resposta de cálculo

A capacidade de dissipação de energia pela estrutura é tomada em conta a partir de numa análise elástica, a partir da consideração de um espectro de resposta reduzido relativamente ao espectro de resposta elástico, pela introdução do coeficiente de comportamento.

Assim, a capacidade que as estruturas possuem de resistir a esforços sísmicos, em regime não linear, permite que estas sejam dimensionadas por forma a resistirem a forças sísmicas inferiores às correspondentes de uma análise elástica linear.

Deste modo, no parágrafo 3.2.2.5 (4) do EC 8 [60] são indicadas as expressões que permitem definir o espectro de resposta de cálculo:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (35)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (36)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (37)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (38)$$

Em que $S_d(T)$ representa as acelerações espectrais de cálculo, em função do período, q o coeficiente de comportamento e β o coeficiente que traduz o limite inferior das acelerações do espectro de cálculo, sendo recomendado um valor de 0,2 para Portugal.

Para a definição do espetro de resposta encontram-se definidos na tabela 11, os parâmetros necessários.

Tabela 11 – Parâmetros do espetro de resposta de cálculo

Ação Sísmica do Tipo 2	
$a_g [m/s^2]$	2,875
S_{max}	1,000
S	1,000
$T_B [s]$	0,100
$T_C [s]$	0,250
$T_D [s]$	2,000
q	3,300

Na figura 28 é possível visualizar o gráfico correspondente ao espetro de resposta de cálculo referente a uma ação do tipo 2.

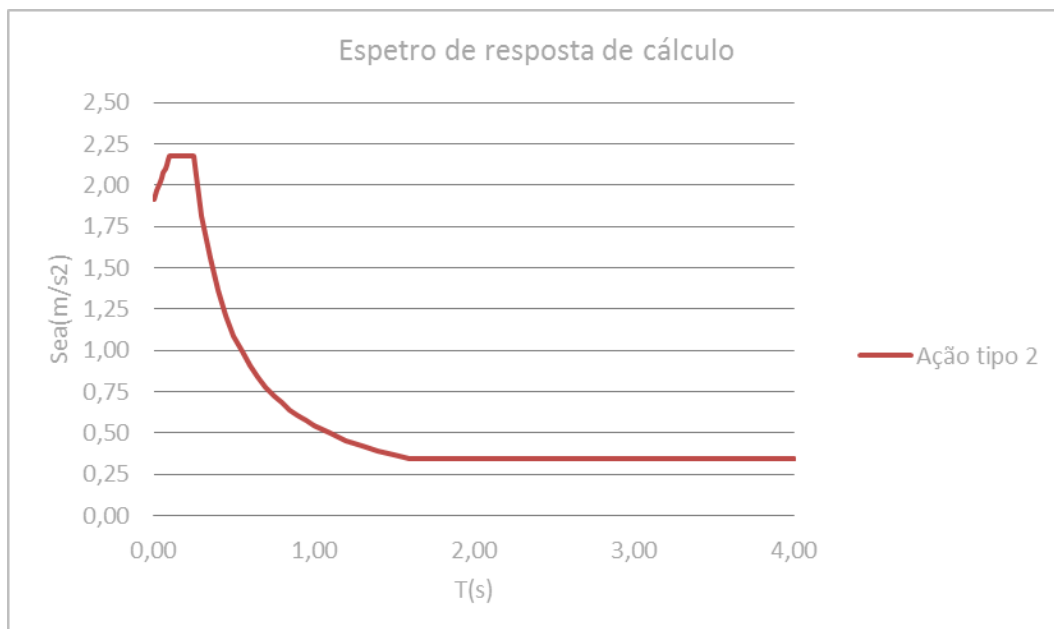


Figura 28 – Espetro de resposta de cálculo para a ação do tipo 2.

5. Aplicação do método N2 ao caso em estudo

5.1. Espectro de resposta no formato ADRS

O espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento (*ADRS – Acceleration Displacement Response Spectrum*) obteve-se afetando o espectro de resposta elástico, determinado em 4.4.2., pela equação 39. Deste modo, obteve-se o valor da aceleração espectral em função do deslocamento espectral.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad (39)$$

Em que S_{de} representa o valor espectral elástico do deslocamento, S_{ae} o valor espectral elástico da aceleração e T o período da estrutura.

Na figura 29 é possível visualizar o gráfico correspondente ao espectro de resposta no formato ADRS.

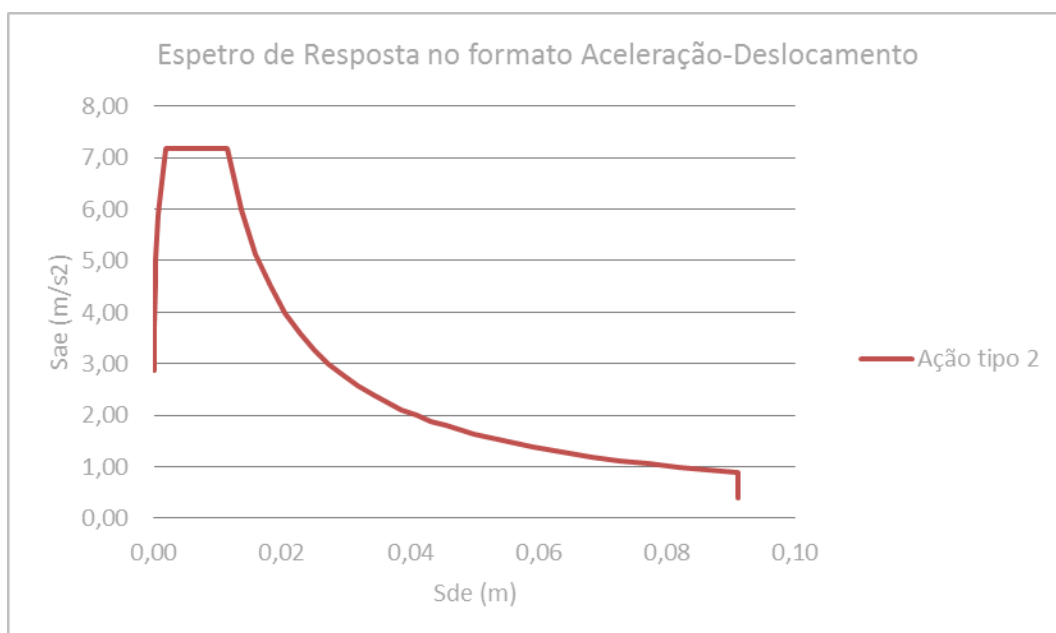


Figura 29 – Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento.

5.2. Definição da curva de capacidade resistente

A curva de capacidade resistente é obtida a partir da relação entre o esforço transversal na base da estrutura (Corte Basal) e o deslocamento do último piso (deslocamento no nó de controlo – Nó 30 e Nó 32)¹, obtido a partir de uma análise *Pushover*.

Deste modo, por forma a proceder-se à análise *Pushover*, foram previamente definidas rótulas plásticas nos elementos tipo *Frame* e, posteriormente, foram considerados os diferentes casos de análise:

- i. Análise *Pushover* para carregamento modal, segundo direção x, sentido positivo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- ii. Análise *Pushover* para carregamento modal, segundo direção x, sentido negativo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- iii. Análise *Pushover* para carregamento modal, segundo direção y, sentido positivo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- iv. Análise *Pushover* para carregamento modal, segundo direção y, sentido negativo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- v. Análise *Pushover* para carregamento uniforme, segundo direção x, sentido positivo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- vi. Análise *Pushover* para carregamento uniforme, segundo direção x, sentido negativo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- vii. Análise *Pushover* para carregamento uniforme, segundo direção y, sentido positivo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;
- viii. Análise *Pushover* para carregamento uniforme, segundo direção y, sentido negativo, não considerando automaticamente a interação P-M-M;

Desta forma, a curva de capacidade é definida a partir da aplicação, progressiva, de uma distribuição de forças lateral modal e uma distribuição de forças uniforme, no centro de

¹ Os nós de controlo foram considerados no Nó 30 e no Nó 32 e não no centro de massa do piso, devido a esperarem-se maiores deslocamentos nestes nós.

massa do piso com afetação de uma excentricidade, segundo a direção x e segundo a direção y, separadamente.

5.2.1. Comparação de curvas de capacidade resistente

Os resultados da análise apresentam-se, seguidamente, para as distribuições de forças uniforme e modal, segundo a direção x e y, sentidos positivo e negativo e, considerando manualmente a interação P-M-M.

É possível afirmar que a definição das curvas de capacidade resistente será influenciada pelo tipo de modelação do comportamento não linear dos elementos estruturais e da distribuição de forças laterais a aplicar na estrutura, conduzindo deste modo, a diferentes desempenhos estruturais. [10]

É importante salientar que, para a determinação destas curvas foi considerado no programa de cálculo que as distribuições de forças seriam aplicadas a partir de uma situação de carga já existente, aquando da consideração dos casos de carga (*Load Cases*), sendo desta forma possível contabilizando os carregamentos verticais da estrutura, em estudo, antes da aplicação dos carregamentos laterais.

Nos Anexos apresentam-se as curvas individuais de capacidade para cada carregamento, segundo direção i e sentidos positivo e negativo.

5.2.1.1. Carregamento Modal

Por forma a definir-se a curva de capacidade resistente da estrutura aplicaram-se carregamentos de forças laterais modais, segundo a direção y e segundo a direção x. As forças segundo y foram calculadas tendo por base o primeiro modo de vibração da estrutura e, as forças segundo x foram calculadas tendo por base o segundo modo de vibração da estrutura, conforme Tabela 12.

Tabela 12 – Direção dos modos de vibração.

Modos de vibração	Direção
Modo 1	Y
Modo 2	X

Os deslocamentos modais, tanto na direção x, como na direção y, sofreram uma normalização em relação ao deslocamento modal. No entanto, dado a estrutura apenas apresentar um único piso, os deslocamentos apresentam valores iguais devido ao modo de normalização ser unitário.

Nas figuras 30 e 31 são apresentadas as relações entre as curvas de capacidade resistente para os casos de carregamento modal segundo as direções x e y, sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

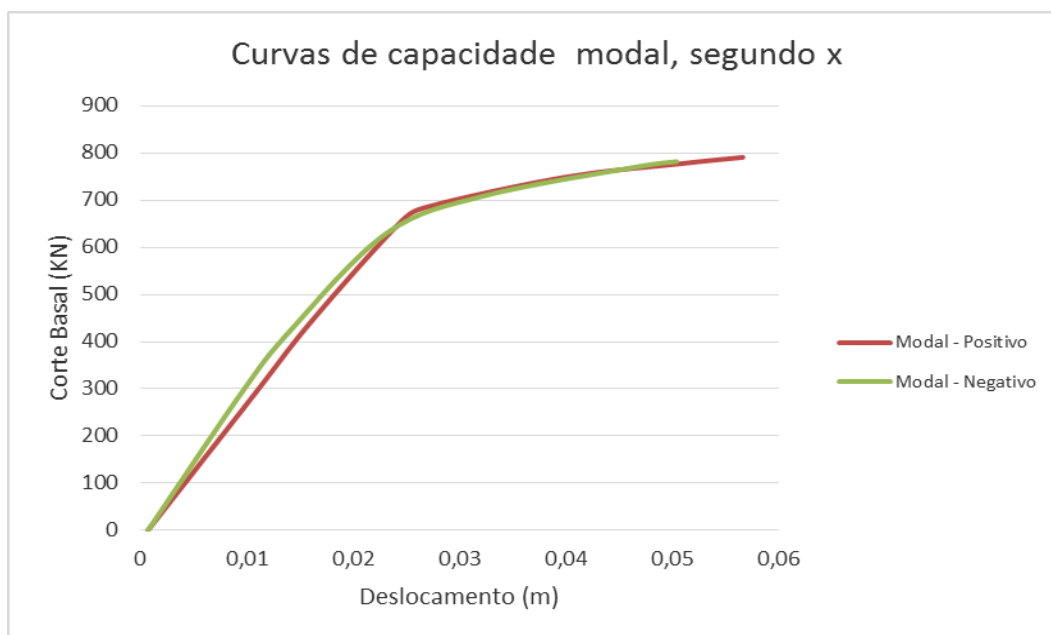


Figura 30 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento modal, segundo direção x.

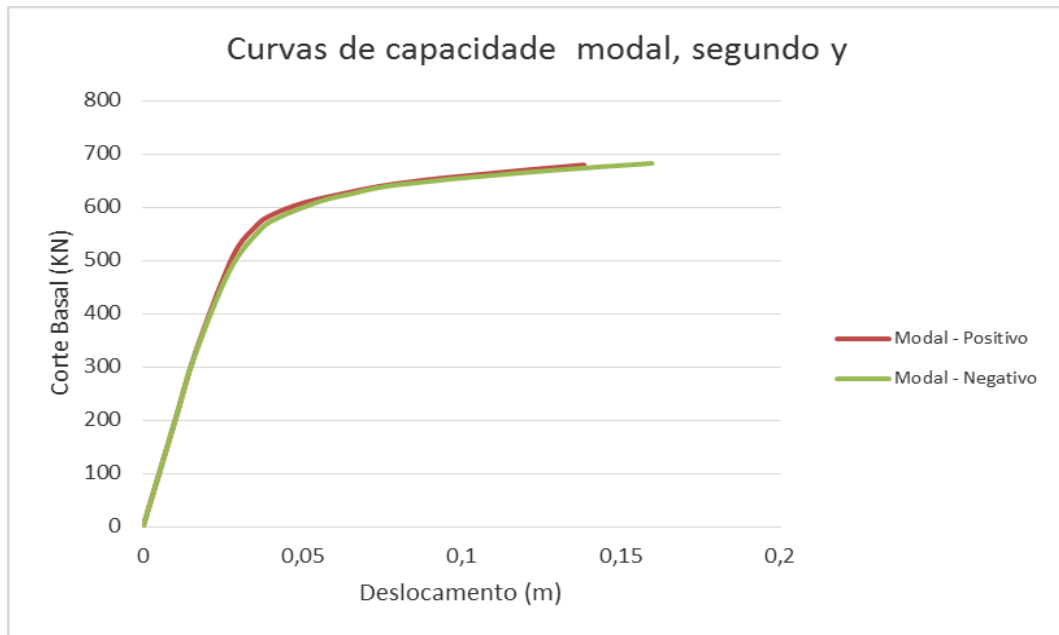


Figura 31 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento modal, segundo direção y.

5.2.1.2. Carregamento Uniforme

Nas figuras 32 e 33 são apresentadas as relações entre as curvas de capacidade resistente para os casos de carregamento uniforme segundo as direções x e y, sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

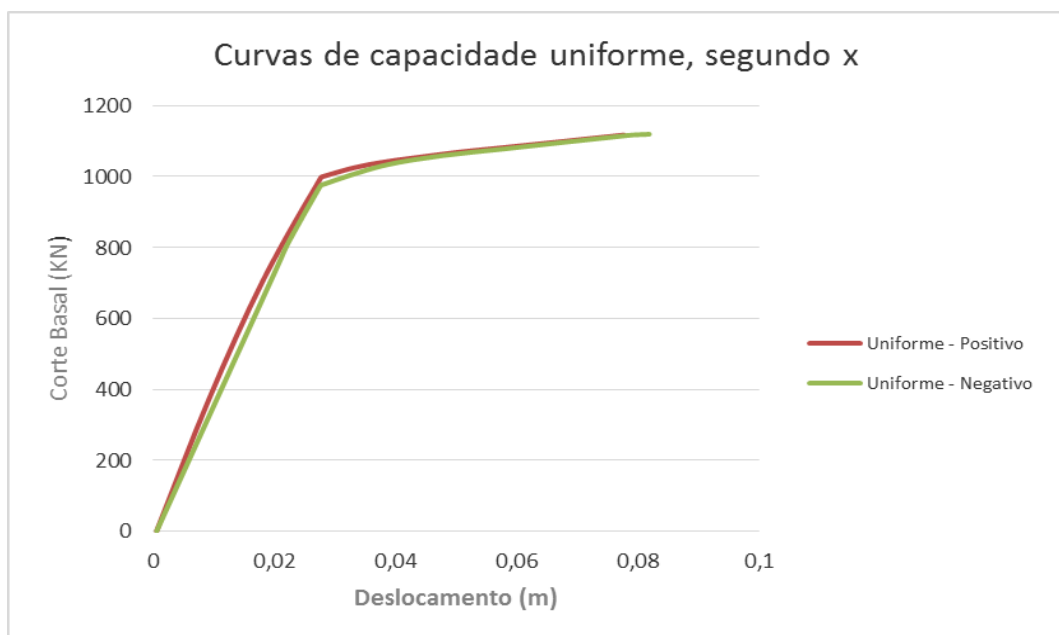


Figura 32 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento uniforme, segundo direção x.

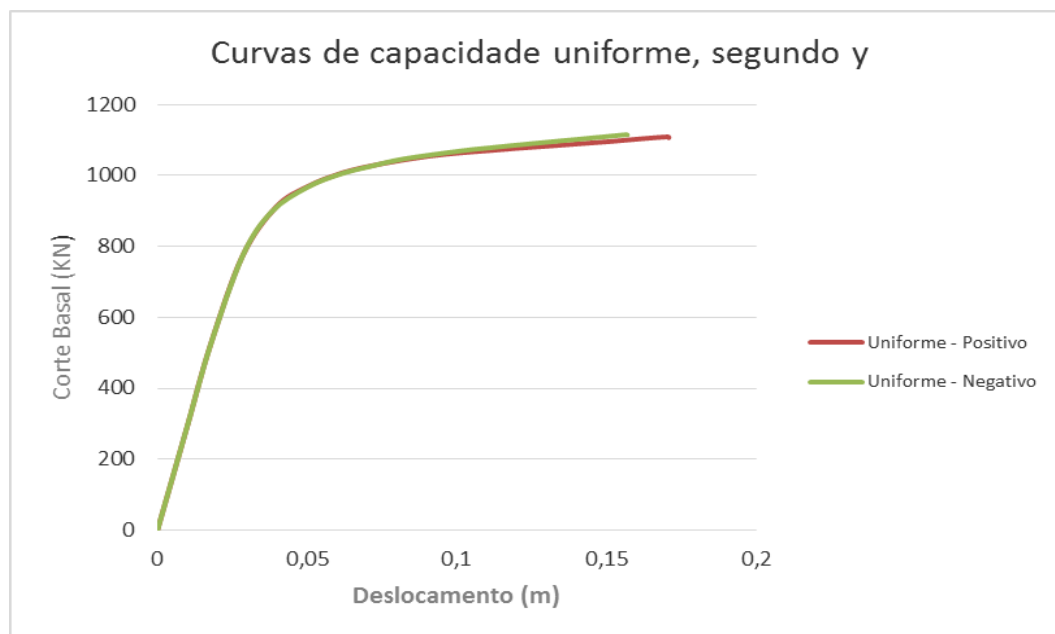


Figura 33 – Comparação de curvas de capacidade para carregamento uniforme, segundo direção y.

5.3. Sistema de 1 grau de liberdade equivalente

A transformação da estrutura para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente é possível a partir da aplicação do fator de transformação ou de participação modal (Γ), tal como referido no ponto 3.5.1.5. A determinação do fator de transformação é definida na equação (8), apresentada na Tabela 13, para cada direção horizontal:

Tabela 13 – Consideração do fator de transformação

Direção	Γ
X	1,00
Y	1,00

Dado o presente edifício ser de apenas um piso, o respetivo valor da componente horizontal normalizada do modo preponderante relativamente ao piso é unitário. Deste modo, implica um valor de fator de transformação unitário, tanto para a análise de carregamento modal como para a análise de carregamento uniforme.

A representação da curva bilinear, que representa a relação idealizada elasto-plástica perfeita foi possível a partir da determinação da força e deslocamento do sistema de 1 grau de liberdade equivalente, conforme equação (9) e (10), e a partir do deslocamento de cedência e respetiva força de cedência, conforme equação (12).

Após a determinação das curvas bilineares foi possível, de acordo com o Anexo B, ponto 4, do EC 8 [60], determinar o período do sistema idealizado de 1 grau de liberdade equivalente, conforme equação (13).

A partir das equações anteriormente referidas, do fator de transformação e da curva de capacidade resistente, foi possível obter os seguintes valores para carregamento modal e carregamento uniforme.

5.3.1. Carregamento Modal

Nas figuras 34 a 35 são apresentadas as curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas para os casos de carregamento modal segundo a direção x, para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

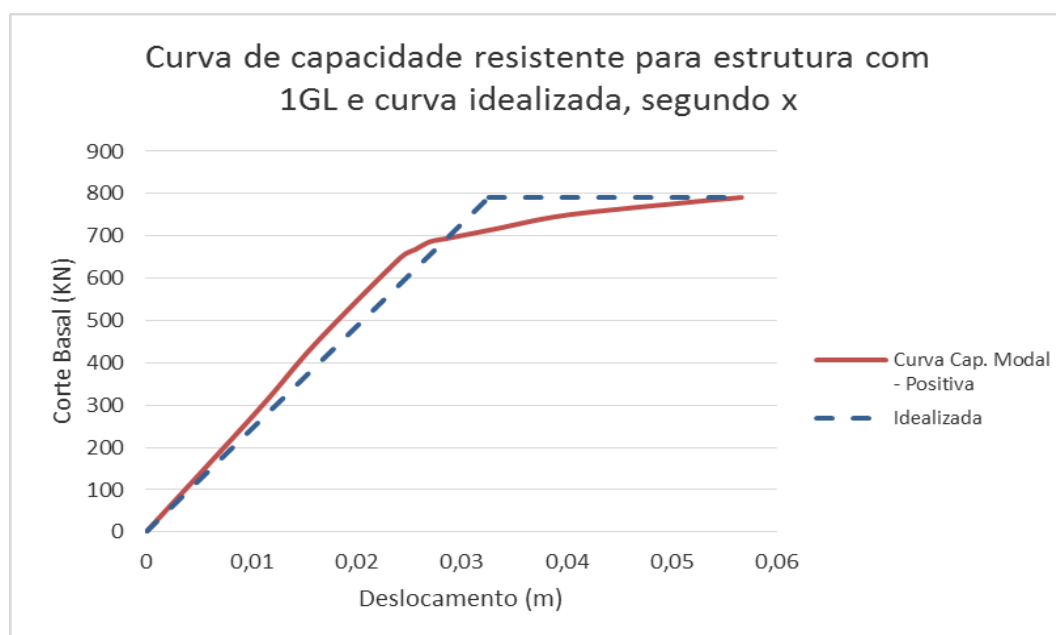


Figura 34 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido positivo.

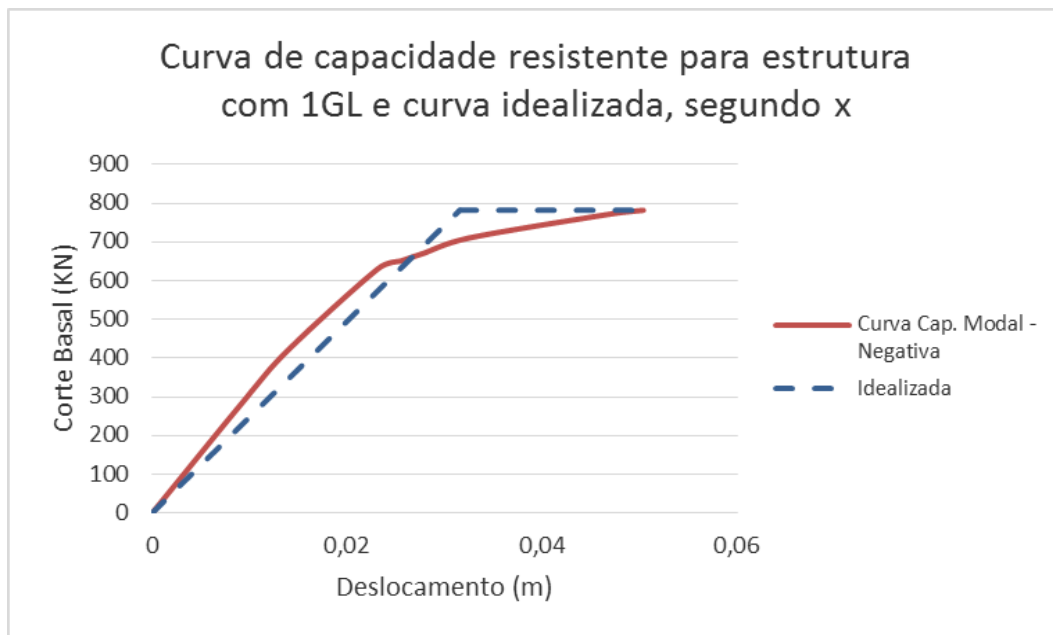


Figura 35 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido negativo.

Nas figuras 36 a 37 são apresentadas as curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas para os casos de carregamento modal segundo a direção y, para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente.

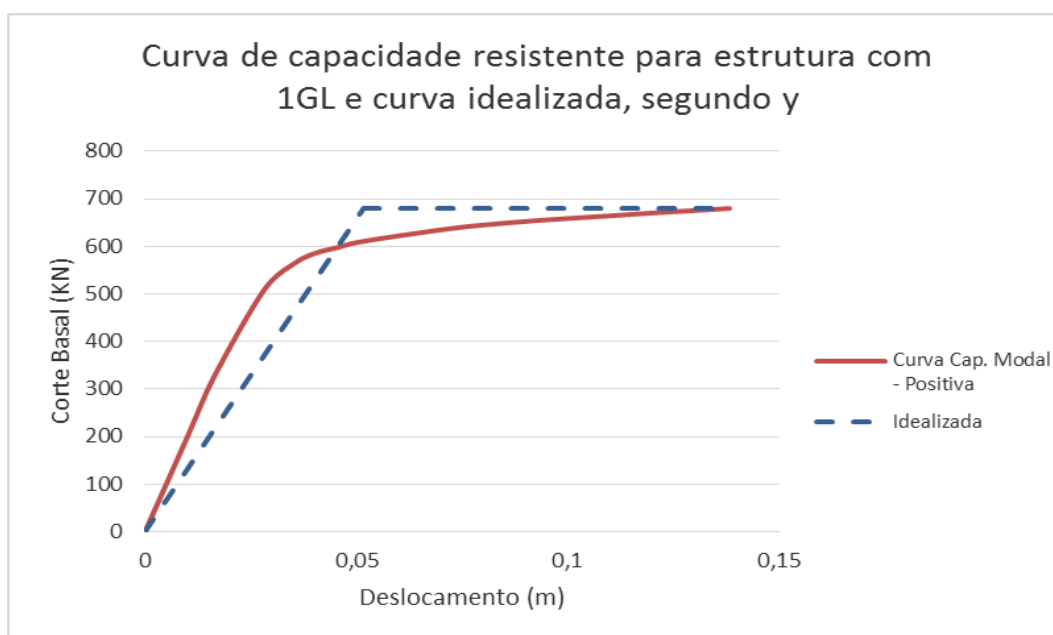


Figura 36 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido positivo.

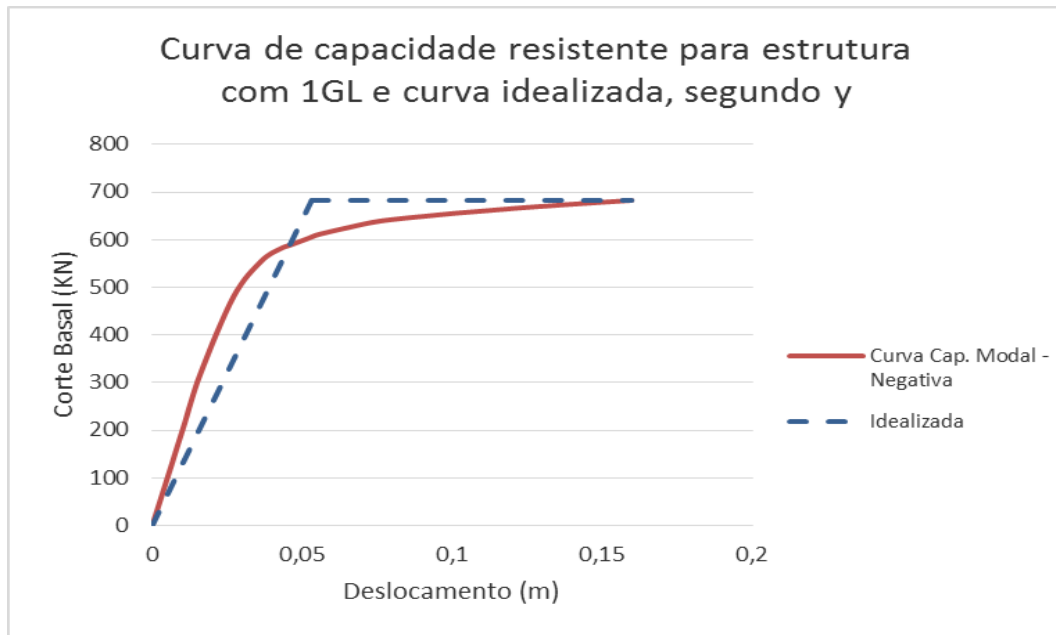


Figura 37 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido negativo.

Tabela 14 – Propriedades do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

Carregamento Modal, segundo direção x e y e sentidos positivo e negativo						
Casos de Análise	Sentido	NGDL		1GDL		
		Vbasal [KN]	dt [m]	F*y [KN]	d*y [m]	T* [s]
Direção x (2º modo)	Positivo	791,006	0,057	832,638	0,033	1,482
Direção x (2º modo)	Negativo	782,006	0,050	782,006	0,032	1,467
Direção y (1º modo)	Positivo	679,942	0,138	679,942	0,052	2,014
Direção y (1º modo)	Negativo	682,795	0,160	682,795	0,053	2,037

5.3.2. Carregamento Uniforme

Nas figuras 38 a 39 são apresentadas as curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas para os casos de carregamento uniforme segundo a direção x, para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente.

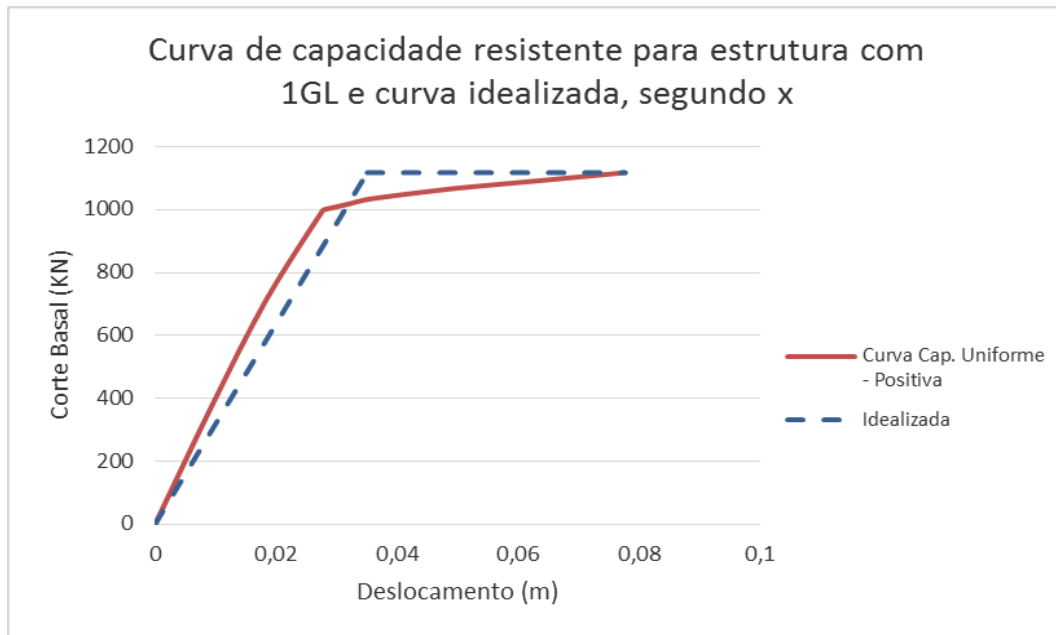


Figura 38 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido positivo.

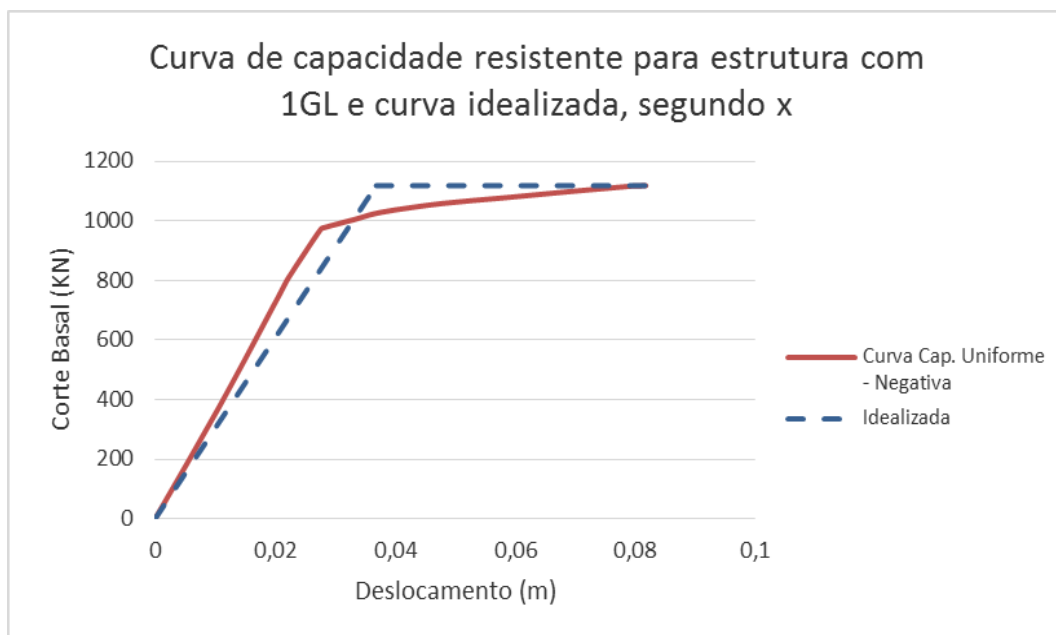


Figura 39 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção x e sentido negativo.

Nas figuras 40 a 41 são apresentadas as curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas para os casos de carregamento uniforme segundo a direção y, para sentido

positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

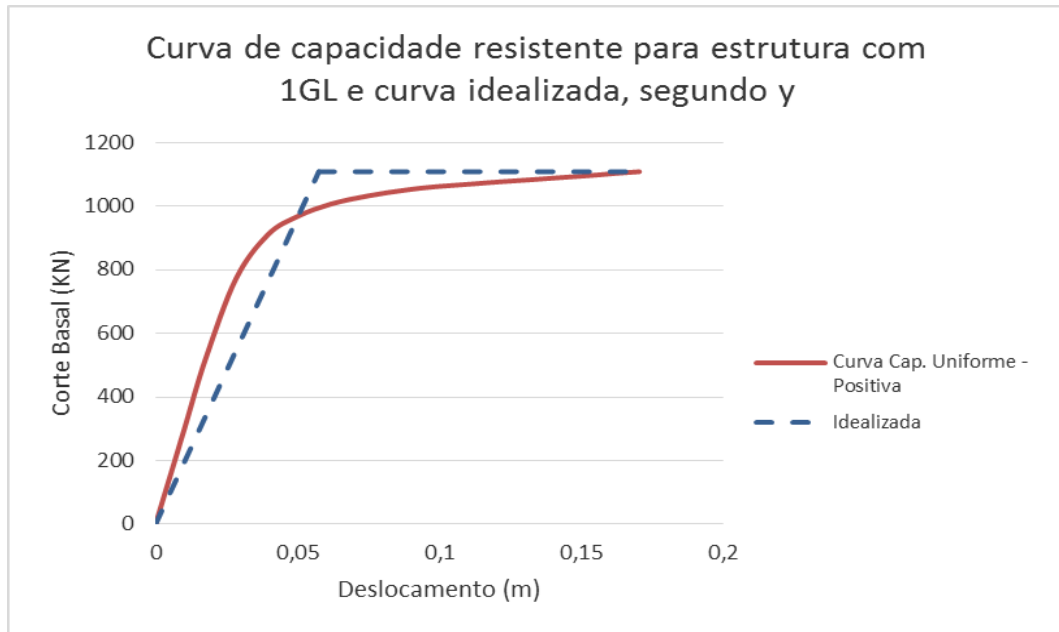


Figura 40 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido positivo.

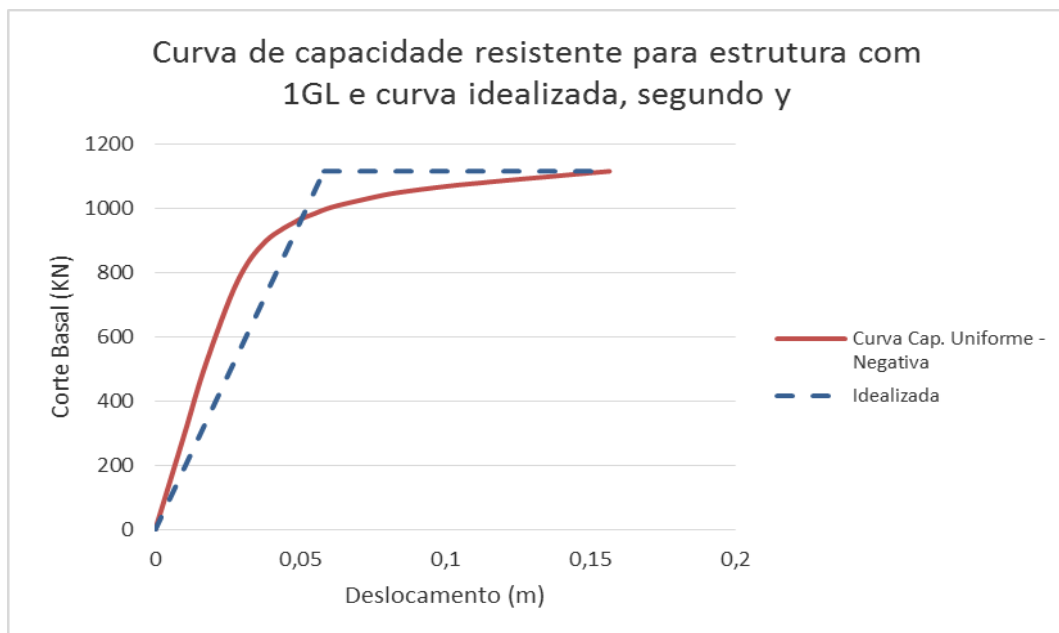


Figura 41 – Curva de capacidade resistente para a estrutura de 1 grau de liberdade e respetiva curva idealizada, para direção y e sentido negativo.

Tabela 15 – Propriedades do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

Carregamento Uniforme, segundo direção x e y e sentidos positivo e negativo						
Casos de Análise	Sentido	NGDL		1GDL		
		V _{basal} [KN]	dt [m]	F*y [KN]	d*y [m]	T* [s]
Direção x	Positivo	1117,265	0,078	1117,265	0,035	1,294
Direção x	Negativo	1119,550	0,082	1119,550	0,037	1,325
Direção y	Positivo	1109,556	0,170	1109,556	0,058	1,662
Direção y	Negativo	1115,547	0,157	1115,547	0,058	1,668

5.4. Desempenho sísmico do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

Por forma a determinar-se a resposta sísmica para o sistema de 1 grau de liberdade procedeu-se a uma representação gráfica, de maneira a quantificar-se em termos de deslocamento alvo do sistema equivalente, a ação sísmica.

Desta forma, foi determinado o deslocamento alvo para um comportamento elástico ilimitado a partir da equação (14), para um valor de espectro de resposta elástico de aceleração, de período T^* .

A determinação do deslocamento alvo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente é realizada manualmente e representada graficamente. Nestes gráficos encontram-se traçados os espectros de resposta para a ação tipo 2, a curva idealizada para cada carregamento e o deslocamento alvo para um comportamento elástico-ilimitado.

Seguidamente são apresentados os valores do período T^* , valores do espectro de resposta elástico da aceleração para um período T^* e, o deslocamento-alvo para um comportamento elástico ilimitado, para as direções x e y, sentidos positivo e negativo e, para carregamento modal e uniforme.

Tabela 16 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo sentido positivo.

Desempenho sísmico do sistema de 1GL, segundo direção x e y e sentido positivo				
Casos de Análise		T* [s]	S _{ae} (T*) [m/s ²]	d* _e
Modal	Direção x	1,482	1,212	0,067
Uniforme	Direção x	1,294	1,389	0,059
Modal	Direção y	2,014	0,886	0,091
Uniforme	Direção y	1,662	1,081	0,076

Tabela 17 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo sentido negativo.

Desempenho sísmico do sistema de 1GL, segundo direção x e y e sentido negativo				
Casos de Análise		T* [s]	S _{ae} (T*) [m/s ²]	d* _e
Modal	Direção x	1,467	1,225	0,067
Uniforme	Direção x	1,325	1,356	0,060
Modal	Direção y	2,037	0,866	0,091
Uniforme	Direção y	1,668	1,077	0,076

Tanto para a distribuição modal como para a distribuição uniforme, os períodos apresentados do sistema de 1 grau de liberdade equivalente são superiores ao período de referência T_c do sismo tipo 2 ($T_c = 0,25$ s). Desta forma, considera-se que todos os períodos do sistema de 1 grau de liberdade pertencem à gama de períodos médios e longos. Assim, o deslocamento alvo do sistema de 1 grau de liberdade para uma estrutura com período médios e longos é dado pela equação (18), ou seja, o deslocamento alvo deste sistema será igual ao deslocamento alvo para um comportamento elástico ($d_t^* = d_e^*$).

5.5. Desempenho sísmico do sistema de n graus de liberdade

Após a determinação do deslocamento alvo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente, o deslocamento do sistema real é calculado a partir da expressão (19), multiplicando-se o deslocamento alvo de 1 grau de liberdade pelo fator de transformação.

Como referido no ponto 5.3, o fator de transformação para o respetivo edifício é unitário, devendo-se ao facto do edifício em questão apresentar apenas um piso. Deste modo, o desempenho sísmico do sistema de n graus de liberdade apresenta os mesmos deslocamentos do sistema de 1 grau de liberdade, podendo-se observar o deslocamento alvo nas seguintes figuras.

5.5.1. Carregamento Modal

Nas figuras 42 e 43 são apresentadas as curvas para a determinação do deslocamento alvo para os casos de carregamento modal segundo a direção x , para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

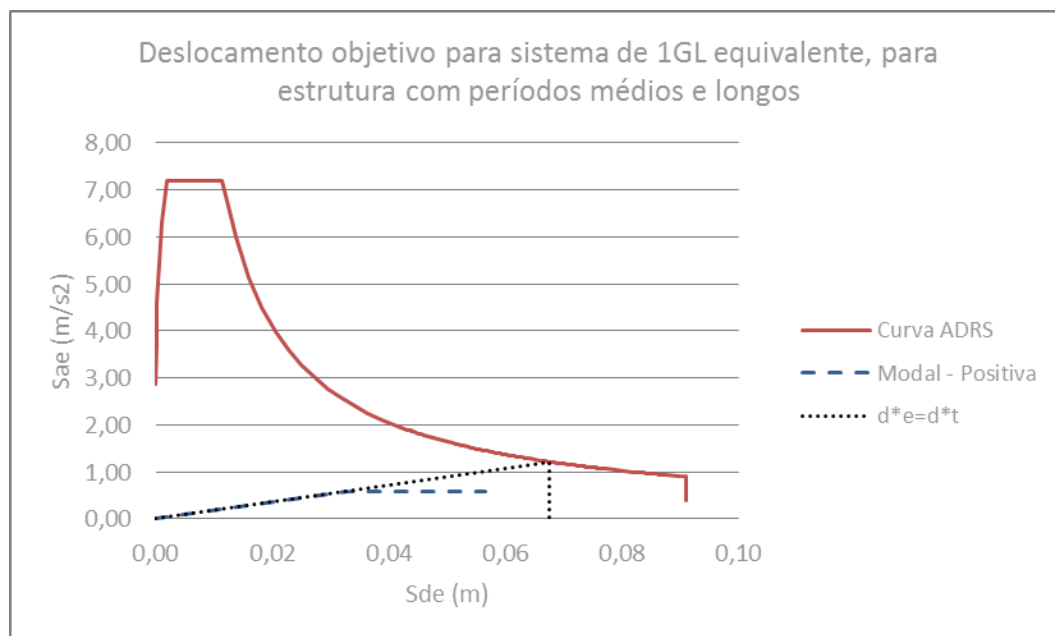


Figura 42 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido positivo.

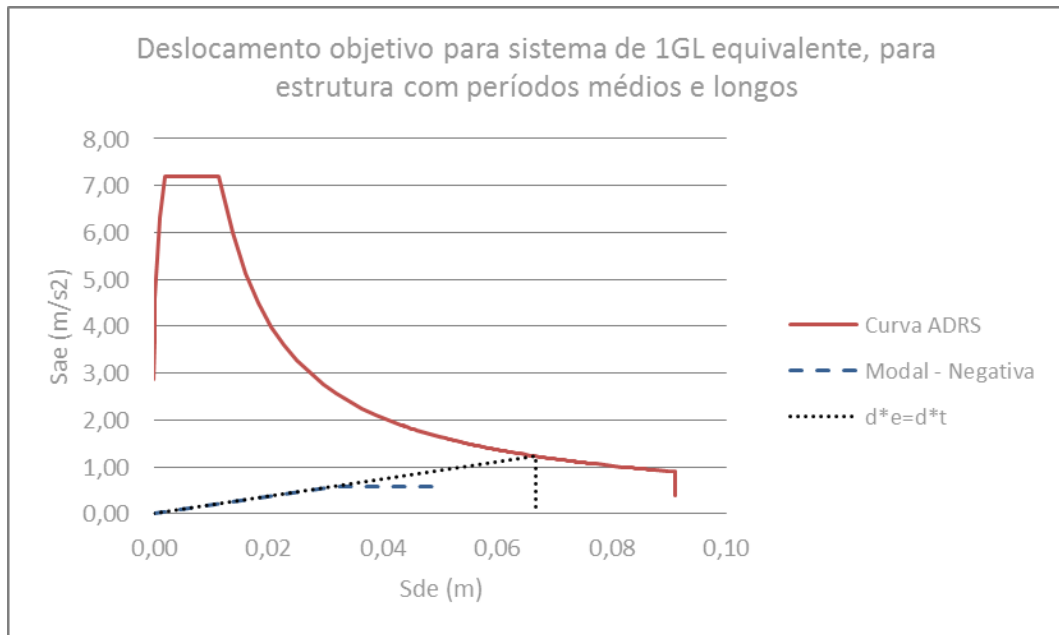


Figura 43 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido negativo

Nas figuras 44 e 45 são apresentadas as curvas para a determinação do deslocamento alvo para os casos de carregamento modal segundo a direção y, para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

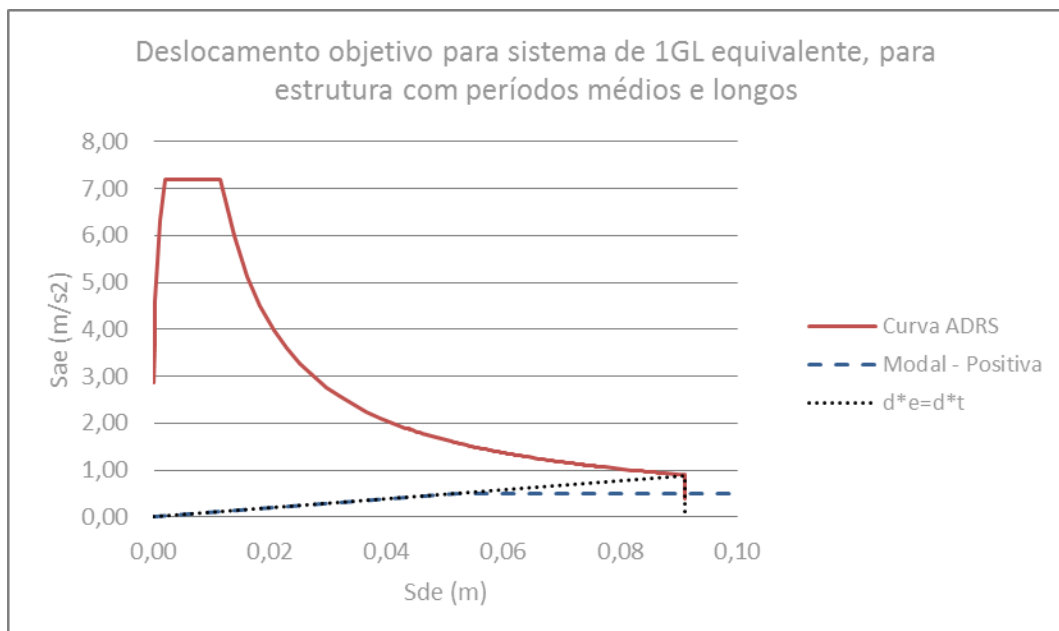


Figura 44 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido positivo.

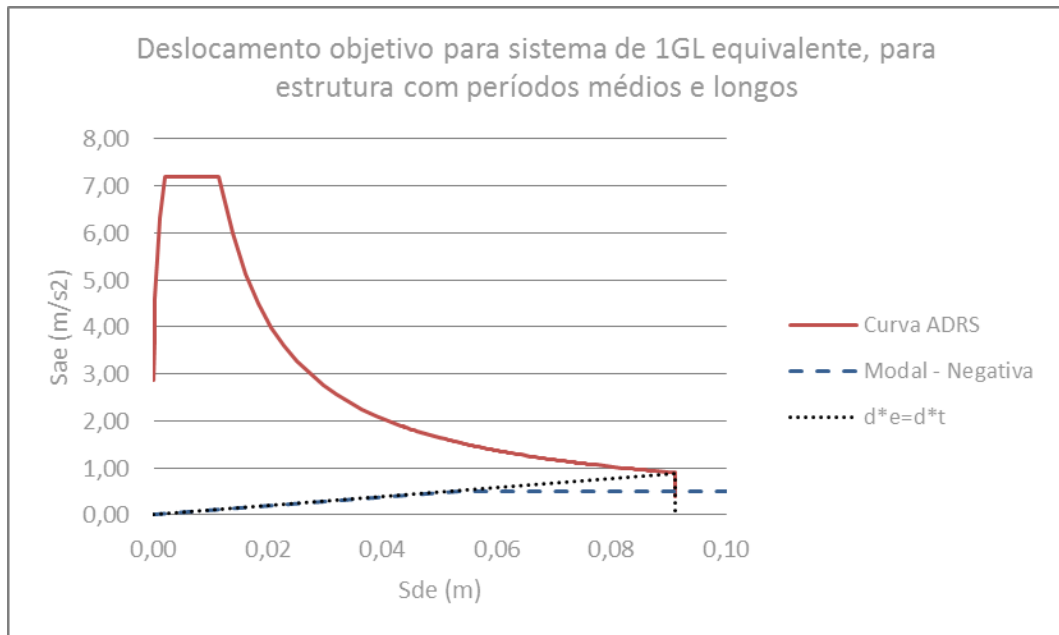


Figura 45 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido negativo

5.5.2. Carregamento Uniforme

Nas figuras 46 e 47 são apresentadas as curvas para a determinação do deslocamento alvo para os casos de carregamento uniforme segundo a direção x, para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

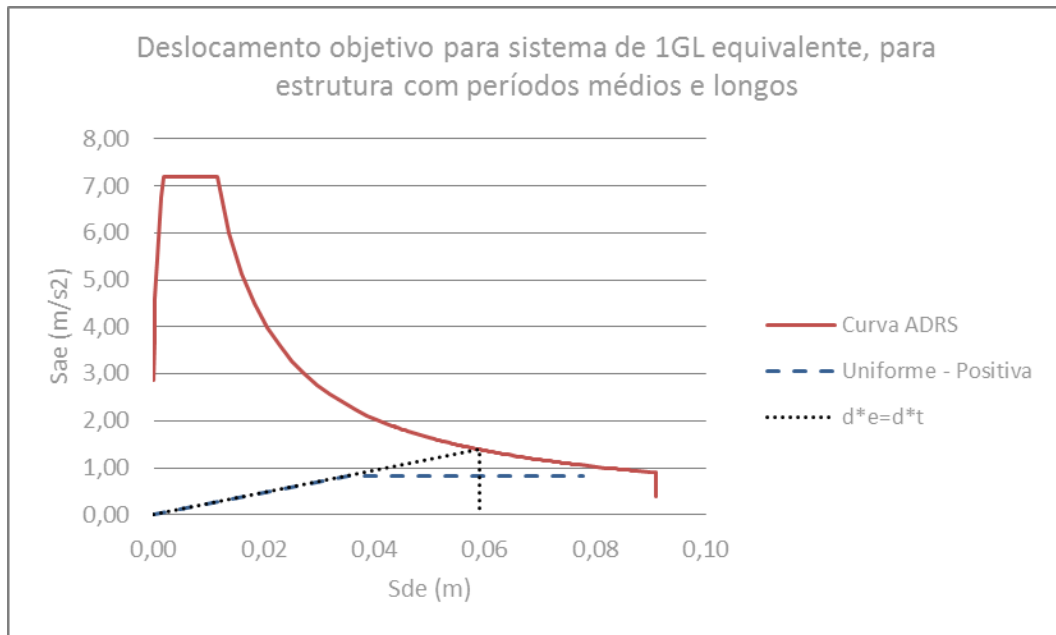


Figura 46 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido positivo.

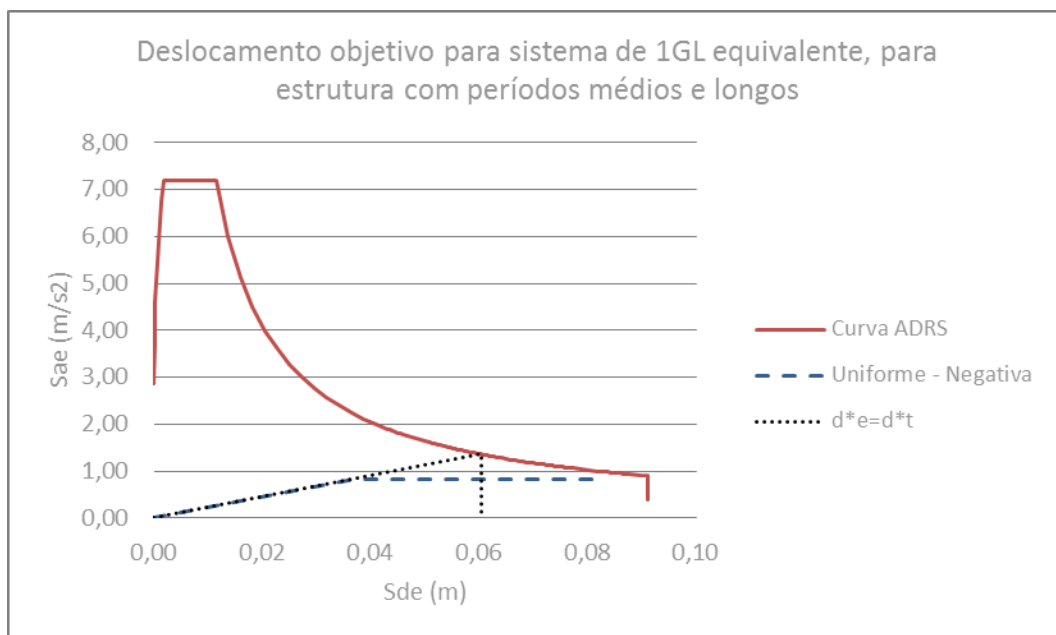


Figura 47 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção x e sentido negativo.

Nas figuras 48 e 49 são apresentadas as curvas para a determinação do deslocamento alvo para os casos de carregamento uniforme segundo a direção y, para sentido positivo e negativo, tendo em conta a consideração manual da interação P-M-M, respetivamente:

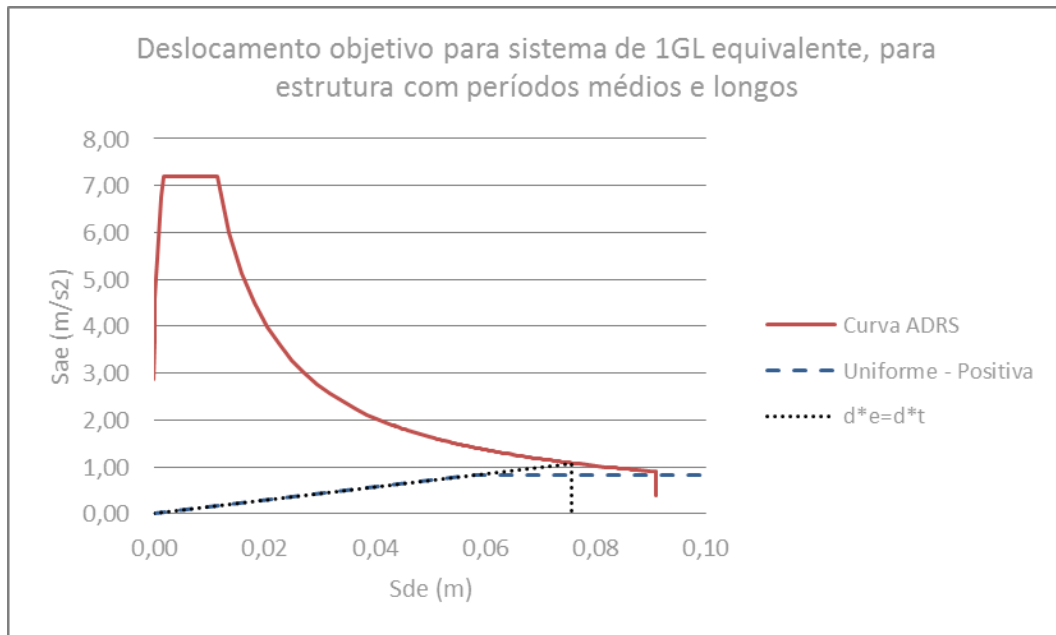


Figura 48 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido positivo.

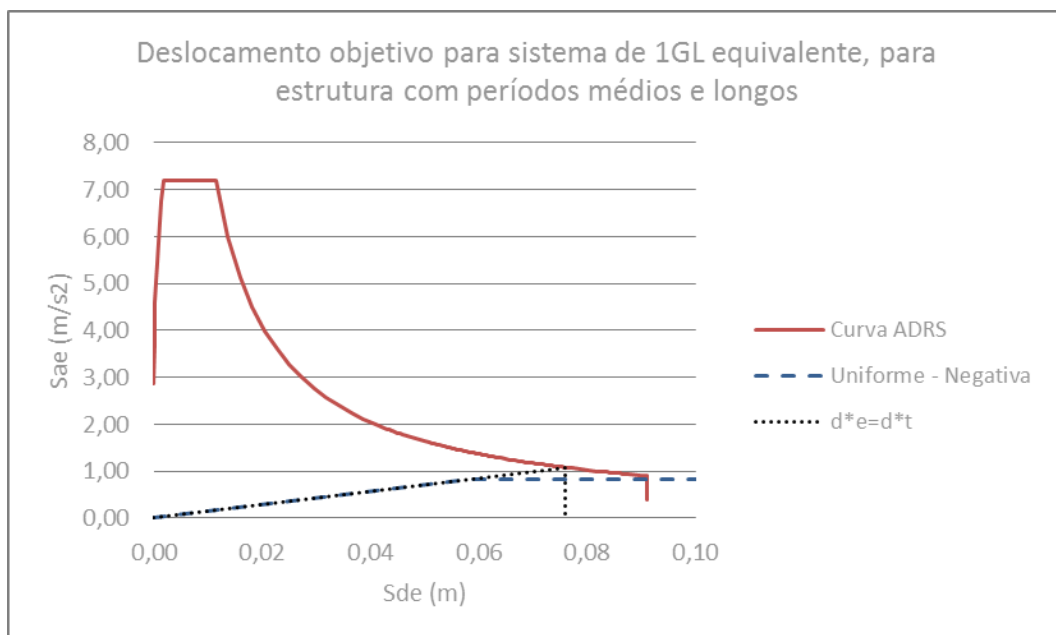


Figura 49 – Deslocamento alvo para sistema de 1GL equivalente, para estrutura com período médio a longo, segundo direção y e sentido negativo

6. Análise de resultados

6.1. Comparação entre curvas de capacidade resistente

A partir da observação das diversas curvas de capacidade resistente, pode-se concluir que dos dois tipos de distribuições utilizadas neste método, o carregamento uniforme conduziu a uma curva de capacidade resistente muito superior, ou seja, a distribuição uniforme, para valores iguais de deslocamento de topo, conduz a valores de esforço de corte basal maiores. No entanto, para o mesmo valor de esforço de corte basal, a distribuição modal conduz a deslocamentos de topo superiores. Deste modo, é possível afirmar que a definição da curva de capacidade resistente é influenciada pelo tipo de modelação do comportamento não linear dos elementos estruturais e da distribuição de forças laterais a aplicar na estrutura, conduzindo deste modo, a diferentes desempenhos estruturais. [10]

Em termos de direção da distribuição de forças e em termos de sentido de aplicação das mesmas é possível perceber que segundo a direção y, sentido positivo e negativo, a estrutura atinge maiores deslocamentos nos pontos de controlo (Nó 30 e Nó 32)²⁾, sendo a estrutura mais flexível segundo esta direção. É possível perceber ainda que, consoante a direção e sentido, a curva de capacidade varia, indicando que a torção da estrutura é importante face à ação de um sismo.

Tabela 18 – Esforços de corte basal e deslocamentos de topo para direções x e y e sentido positivo.

Caso de análise	Direção	Sentido	V _{basal} [KN]	Deslocamento [m]
Modal	Direção x	Positivo	791,006	0,057
Uniforme	Direção x		1117,265	0,078
Modal	Direção y		679,942	0,138
Uniforme	Direção y		1109,556	0,170

²⁾ Os nós 30 e 32 foram considerados como nós de controlo, não tendo sido considerado um nó de controlo no centro de massa do piso, devido a esperar-se maiores deslocamentos nestes nós.

Tabela 19 – Esforços de corte basal e deslocamentos de topo para direções x e y e sentido negativo.

Caso de análise	Direção	Sentido	Vbasal [KN]	Deslocamento [m]
Modal	Direção x	Negativo	782,006	0,050
Uniforme	Direção x		1119,550	0,082
Modal	Direção y		682,795	0,160
Uniforme	Direção y		1115,547	0,157

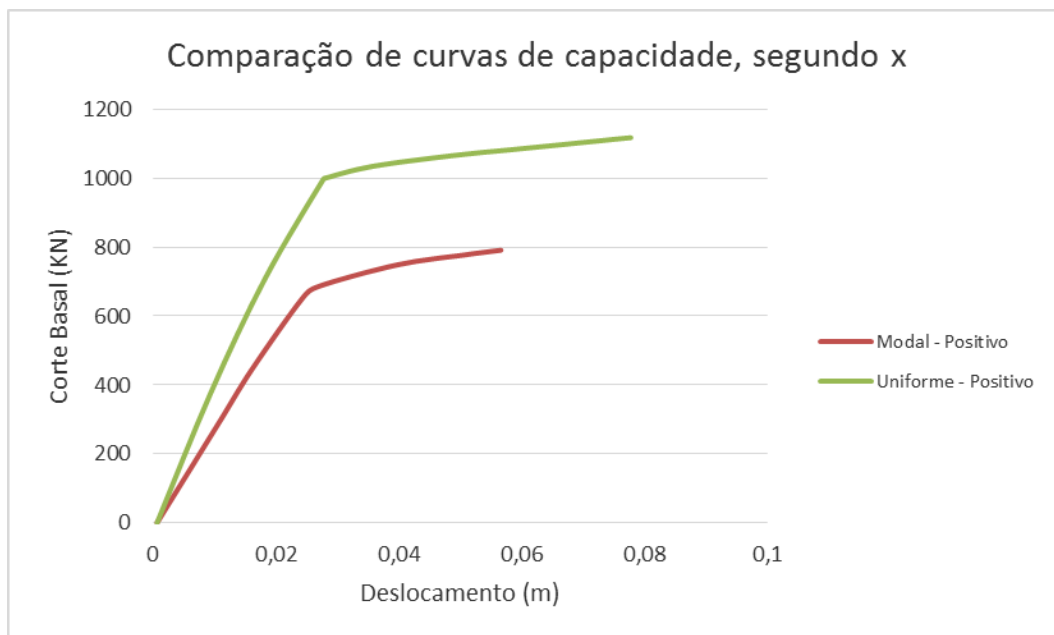


Figura 50 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção x e sentido positivo.

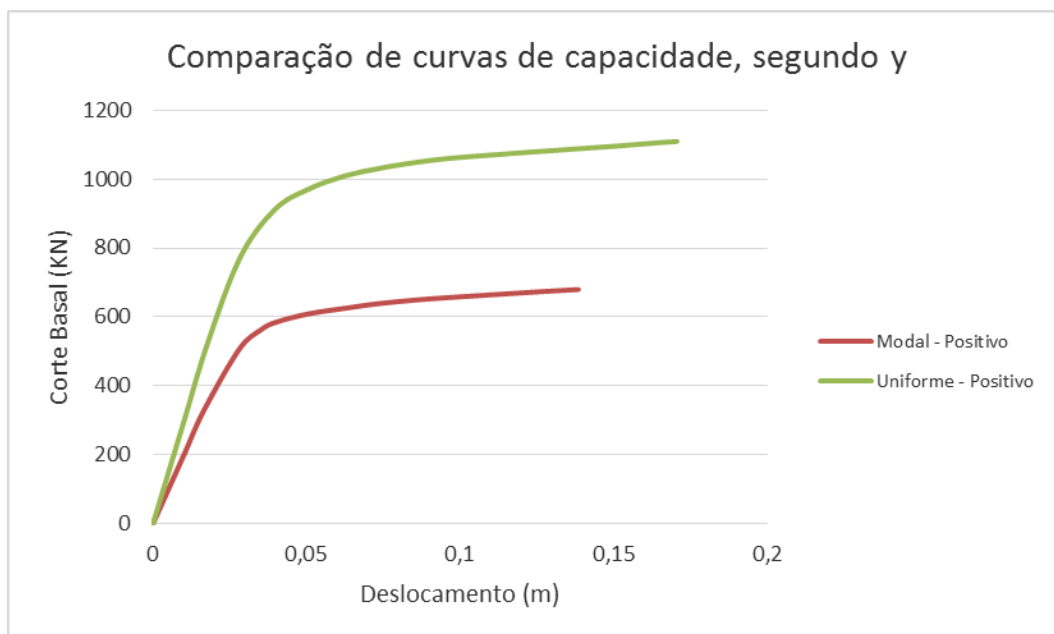


Figura 51 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção y e sentido positivo.

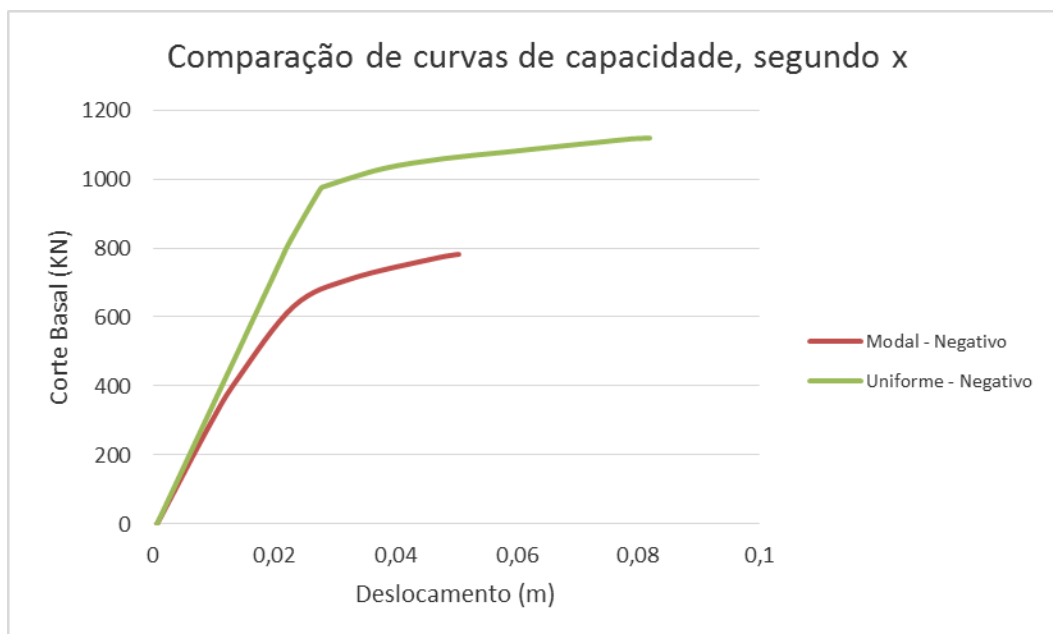


Figura 52 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção x e sentido negativo.

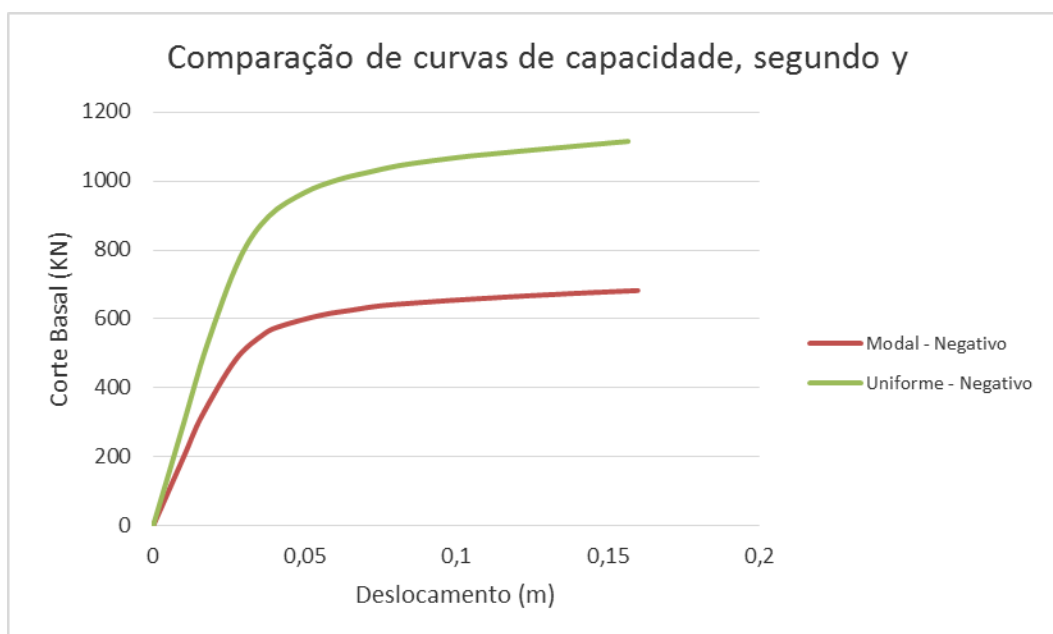


Figura 53 – Comparação de curvas de capacidade, segundo direção y e sentido negativo.

6.2. Comparação entre curvas do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

A partir da observa o das tabelas 20 e 21   possível constatar que os períodos do sistema de 1 grau de liberdade equivalente (T^*) segundo a direção x são inferiores aos períodos

segundo a direção y , em todos os casos de análise. Tendo em conta a prévia consideração dos nós de controlo (nós 30 e 32)³⁾, é possível concluir que a estrutura é mais flexível segundo y , conferindo uma inércia e rigidez maiores.

É possível perceber ainda que os valores de esforço transversal na base (V_{basal}) e esforço transversal na base de cedência (F^*y) são iguais, devendo-se ao facto do fator de transformação para esta estrutura ser unitário, pois a estrutura apresenta apenas um piso.

A partir da idealização da curva bilinear é possível perceber que devido ao declive desta ser inferior ao declive da curva analítica do sistema de 1 grau de liberdade equivalente, o sistema de 1 grau de liberdade será menos rígido, apresentando frequências mais baixas e períodos maiores. É importante salientar que, segundo o Anexo B do EC 8 [60], as aproximações bilineares são idealizadas com comportamento sem rigidez pós-cedência, conforme figura 15. Com este tipo de idealização, despreza-se, inicialmente, a rigidez da estrutura de 1 grau de liberdade equivalente, dando origem a que, numa fase inicial, a reta idealizada ande abaixo da curva analítica real. No entanto, esta idealização sem rigidez pós-cedência não se aproxima de uma forma realista da curva real. Se fosse tido em conta uma idealização com rigidez pós-cedência, conforme figura 54, obter-se-ia uma curva idealizada mais aproximada da curva analítica real, com características diferentes, períodos menores e, conseqüentemente, uma melhor aproximação à curva analítica real.

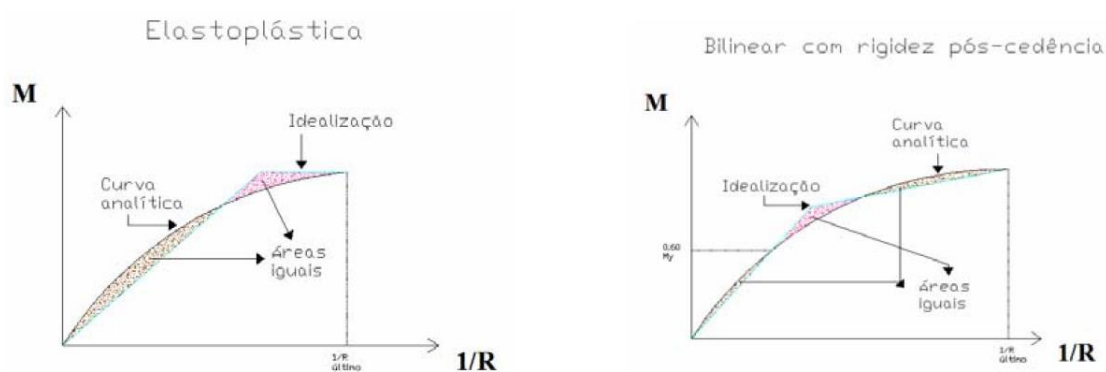


Figura 54 – Aproximação bilinear com rigidez pós-cedência e sem rigidez pós-cedência. [13]

³⁾ Os nós 30 e 32 foram considerados como nós de controlo, não tendo sido considerado um nó de controlo no centro de massa do piso, devido a esperar-se maiores deslocamentos nestes nós.

Tabela 20 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direções x e y e sentido positivo.

Caso de	Direção	Sentido	V _{basal} =F*y	dt [m]	d*y [m]	T* [s]
Modal	Direção x	Positivo	791,006	0,057	0,033	1,482
Uniforme	Direção x		1117,265	0,078	0,035	1,294
Modal	Direção y		679,942	0,139	0,052	2,014
Uniforme	Direção y		1109,556	0,170	0,058	1,662

Tabela 21 – Propriedades do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direções x e y e sentido negativo.

Caso de	Direção	Sentido	V _{basal} =F*y	dt [m]	d*y [m]	T* [s]
Modal	Direção x	Negativo	782,006	0,050	0,032	1,467
Uniforme	Direção x		1119,550	0,082	0,037	1,325
Modal	Direção y		682,795	0,16	0,053	2,037
Uniforme	Direção y		1115,547	0,157	0,058	1,668

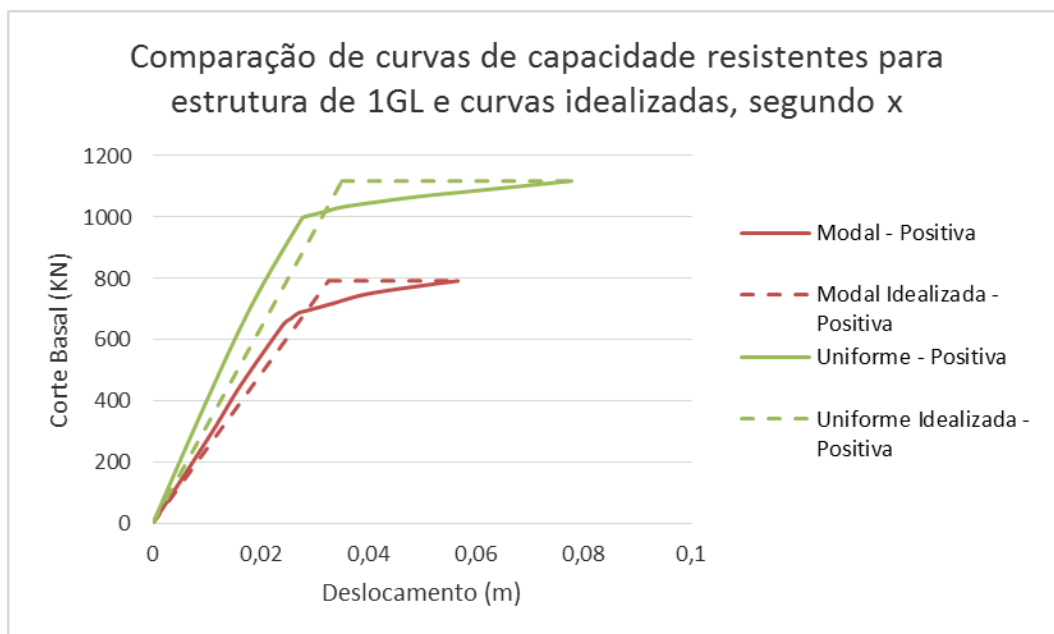


Figura 55 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção x e sentido positivo.

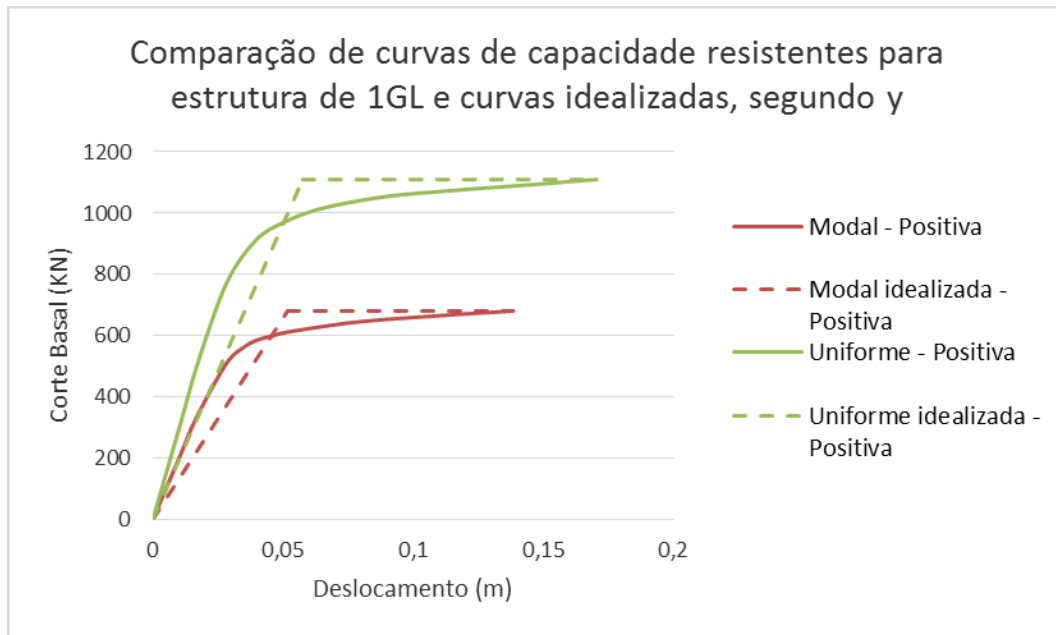


Figura 56 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção y e sentido positivo.

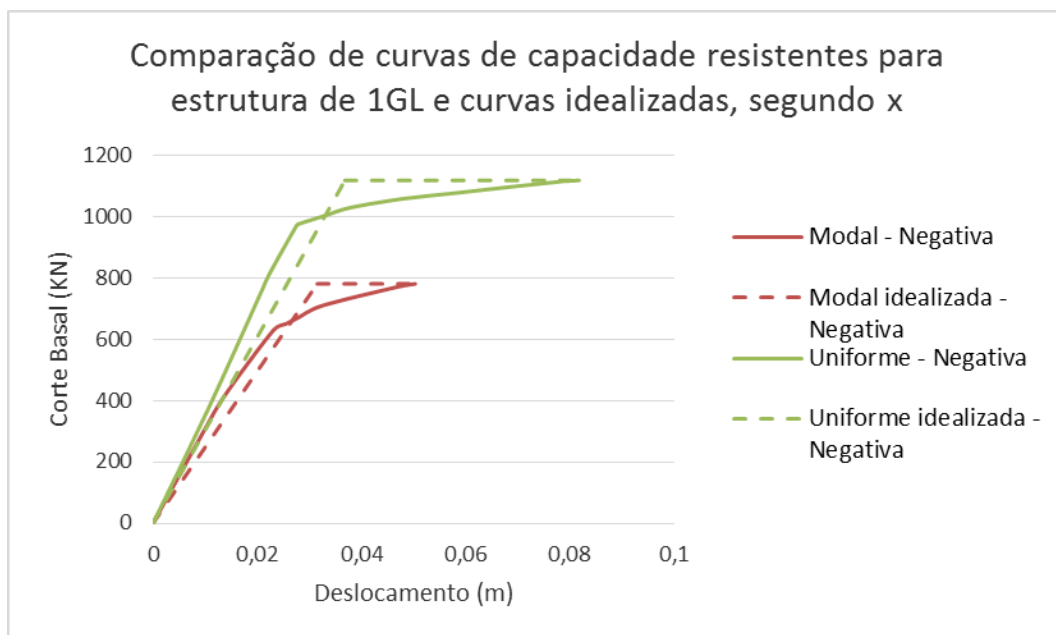


Figura 57 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção x e sentido negativo.

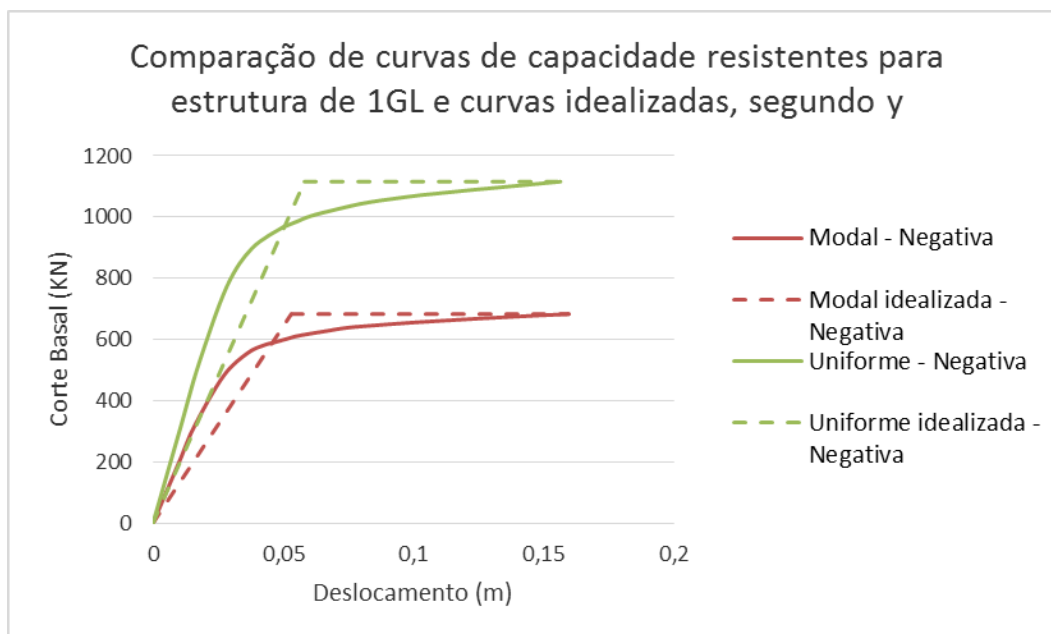


Figura 58 – Comparação de curvas de capacidade resistente e curvas idealizadas, segundo direção y e sentido negativo.

6.3. Comparação do deslocamento alvo do sistema de 1 grau de liberdade equivalente

A partir da análise das tabelas 22 e 23   possível perceber que o deslocamento alvo da estrutura em causa, de uma forma geral, é superior segundo a direção y para uma determinada distribuição e para uma determinada idealização de comportamento bilinear. Este facto deve-se   não consideração de um nó de controlo no centro de massa do piso, mas sim   consideração de dois nós de controlo (N  30 e nó 32) ⁴⁾.

Comparando o caso de análise por imposição de um carregamento modal com a de um carregamento uniforme, o deslocamento alvo máximo d -se para o carregamento modal, segundo a direção y (correspondente ao primeiro modo de vibração), sendo esta a direção preponderante, ou seja, o deslocamento alvo maior ocorre para um menor valor de esforço de corte na base, indicando que a estrutura é mais flexível segundo esta direção.

⁴⁾ Os nós 30 e 32 foram considerados como nós de controlo, não tendo sido considerado um nó de controlo no centro de massa do piso, devido a esperar-se maiores deslocamentos nestes nós.

Tabela 22 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido positivo.

Desempenho sísmico do sistema de 1GL, segundo direção x e y e sentido positivo				
Casos de Análise		T* [s]	S _{ae} (T*) [m/s ²]	d* _e
Modal	Direção x	1,482	1,212	0,067
Uniforme	Direção x	1,294	1,389	0,059
Modal	Direção y	2,014	0,886	0,091
Uniforme	Direção y	1,662	1,081	0,076

Tabela 23 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido negativo.

Desempenho sísmico do sistema de 1GL, segundo direção x e y e sentido negativo				
Casos de Análise		T* [s]	S _{ae} (T*) [m/s ²]	d* _e
Modal	Direção x	1,467	1,225	0,067
Uniforme	Direção x	1,325	1,356	0,060
Modal	Direção y	2,037	0,866	0,091
Uniforme	Direção y	1,668	1,077	0,076

6.4. Análise do desempenho sísmico da estrutura de n graus de liberdade

Nas seguintes tabelas encontram-se indicados, tanto para a direção x, como para a direção y, os deslocamentos alvo para cada caso de análise, a exigir no desempenho sísmico da estrutura de n graus de liberdade. Basicamente, ao impormos os deslocamentos referidos nas tabelas 24 e 25, estamos a exigir que o desempenho sísmico estrutural vai aumentar progressivamente até o ponto de controlo apresentar o deslocamento que consta nas tabelas seguintes.

Tabela 24 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de n grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido positivo.

Casos de Análise		$d^*_e = d^*_t$
Modal	Direção x	0,067
Uniforme	Direção x	0,059
Modal	Direção y	0,091
Uniforme	Direção y	0,076

Tabela 25 – Deslocamento alvo do sistema equivalente de n grau de liberdade com comportamento elástico-ilimitado, segundo direção x e y e sentido negativo.

Casos de Análise		$d^*_e = d^*_t$
Modal	Direção x	0,067
Uniforme	Direção x	0,060
Modal	Direção y	0,091
Uniforme	Direção y	0,076

Após a aferição do comportamento para os valores de deslocamento alvo, no modelo de cálculo, foi possível obter as várias distribuições de rótulas plásticas existentes na estrutura, segundo as direções x e y, separadamente.

Desta forma, as rótulas plásticas apresentadas nas seguintes figuras apresentam diferentes cores: cor Rosa representa a cedência da secção (B); a cor Azul Escura representa o nível de Ocupação Imediata (IO); a cor Azul Clara representa a zona de Salvaguarda da Vida Humana (LS); a cor Verde representa a zona de Prevenção do Colapso (CP) e a cor Amarela indica que já foi atingido o momento último do elemento.

6.4.1. Direção x

Ao atingir-se o deslocamento alvo da estrutura, é perceptível a existência de várias rótulas plásticas, consoante o tipo, direção e sentido dos carregamentos em causa.

É possível visualizar que para a estrutura sujeita ao carregamento modal, segundo a direção x, a formação das rótulas dá-se nas ligações, superiores e inferiores, dos pilares.

Esta situação era o expectável, existindo apenas um local onde é atingido o nível de Salvaguarda da Vida Humana (LS), tanto segundo o sentido positivo como no sentido negativo, não havendo nenhum elemento a atingir a sua capacidade de resistência última. Em geral, o edifício permanece no estado de Ocupação Imediata (IO), o que indica que se espera que este permaneça funcional durante e após a atuação do sismo. No entanto, existe uma grande probabilidade de ocorrência de danos no nó 30 ⁵⁾ e no nó 32 ⁶⁾, o que poderá sugerir uma reabilitação estrutural nestes locais.

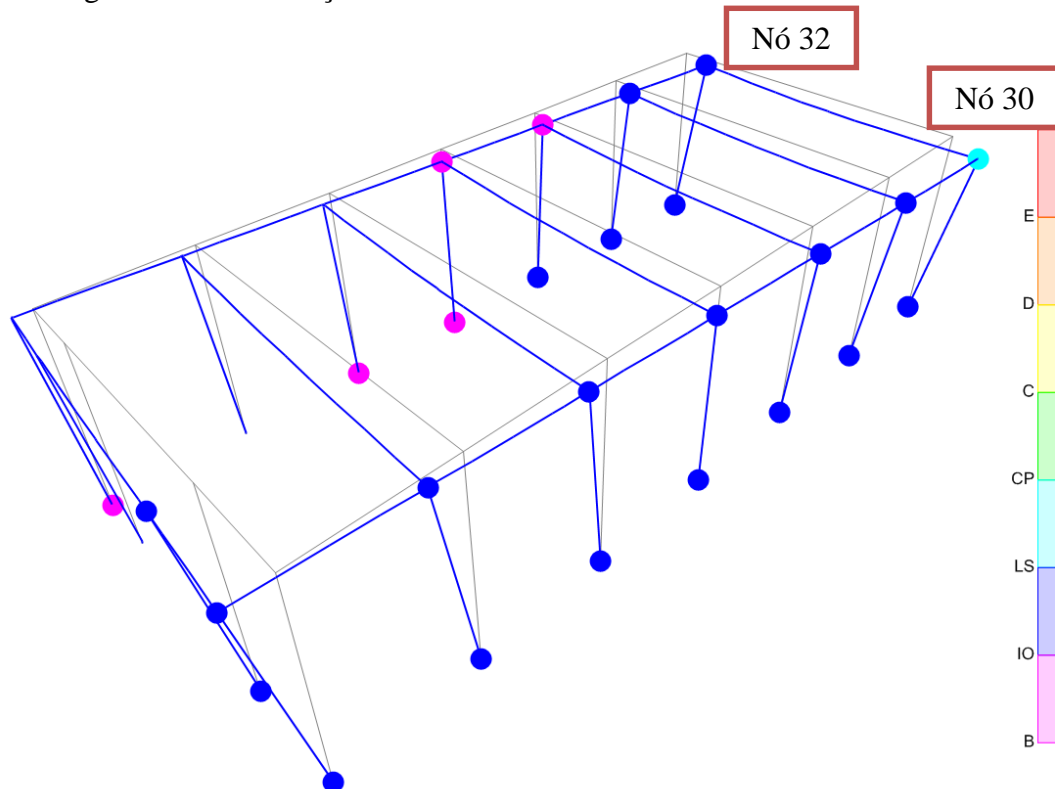


Figura 59 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção x e sentido positivo.

⁵⁾ Consideração do nó de controlo para sentido positivo.

⁶⁾ Consideração do nó de controlo para sentido negativo

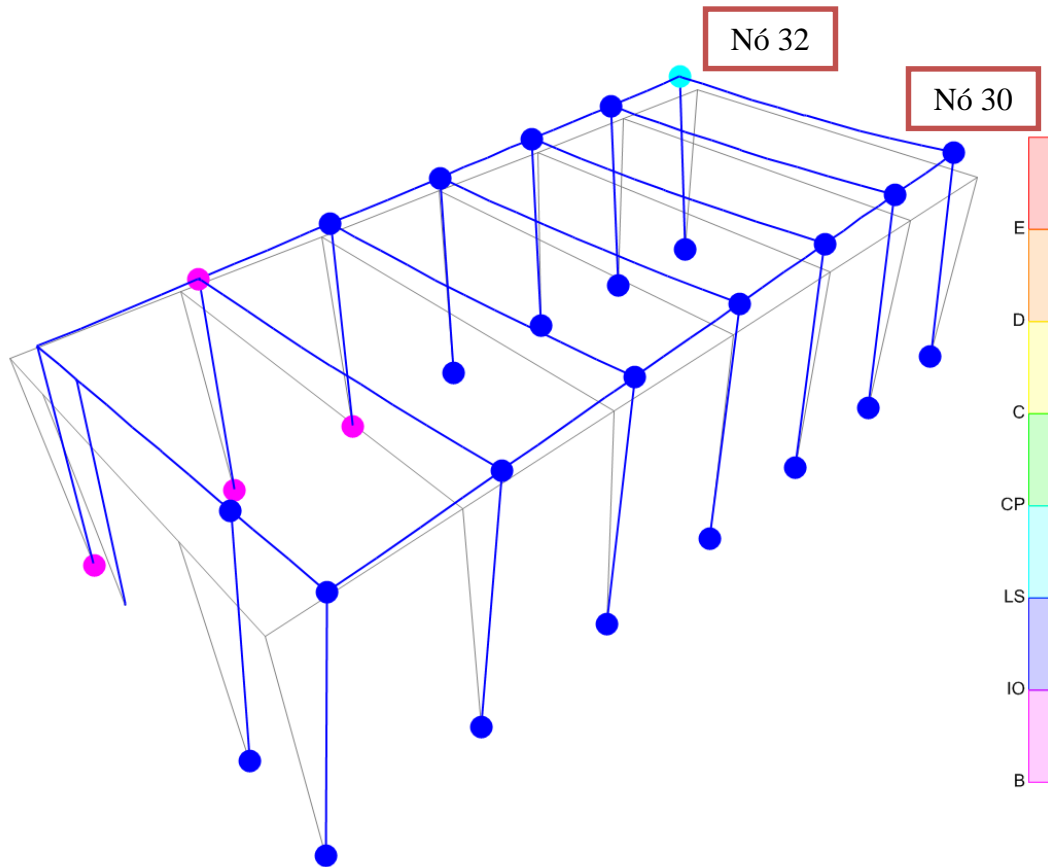


Figura 60 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção x e sentido negativo.

É possível visualizar que para a estrutura sujeita ao carregamento uniforme, segundo a direção x, a formação das rótulas dá-se nas ligações, superiores e inferiores, dos pilares. Esta situação era o expectável, não havendo nenhum elemento a atingir a sua capacidade de resistência última. Em geral, o edifício permanece no estado de Ocupação Imediata (IO), o que indica que se espera que este permaneça funcional durante e após a atuação do sismo.

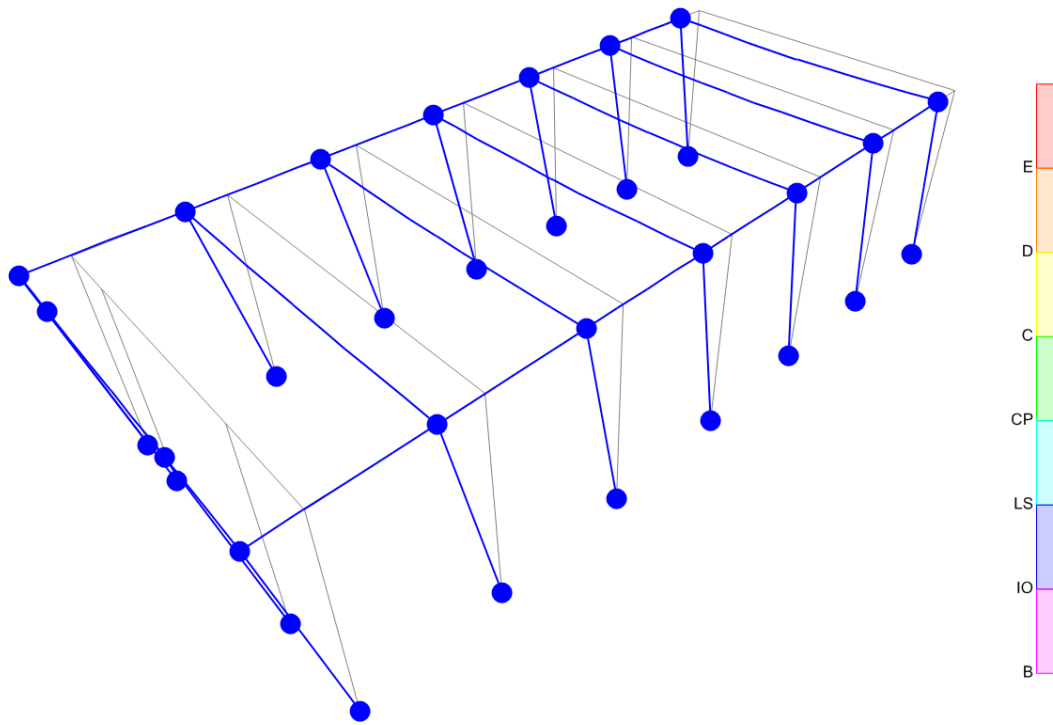


Figura 61 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção x e sentido positivo.

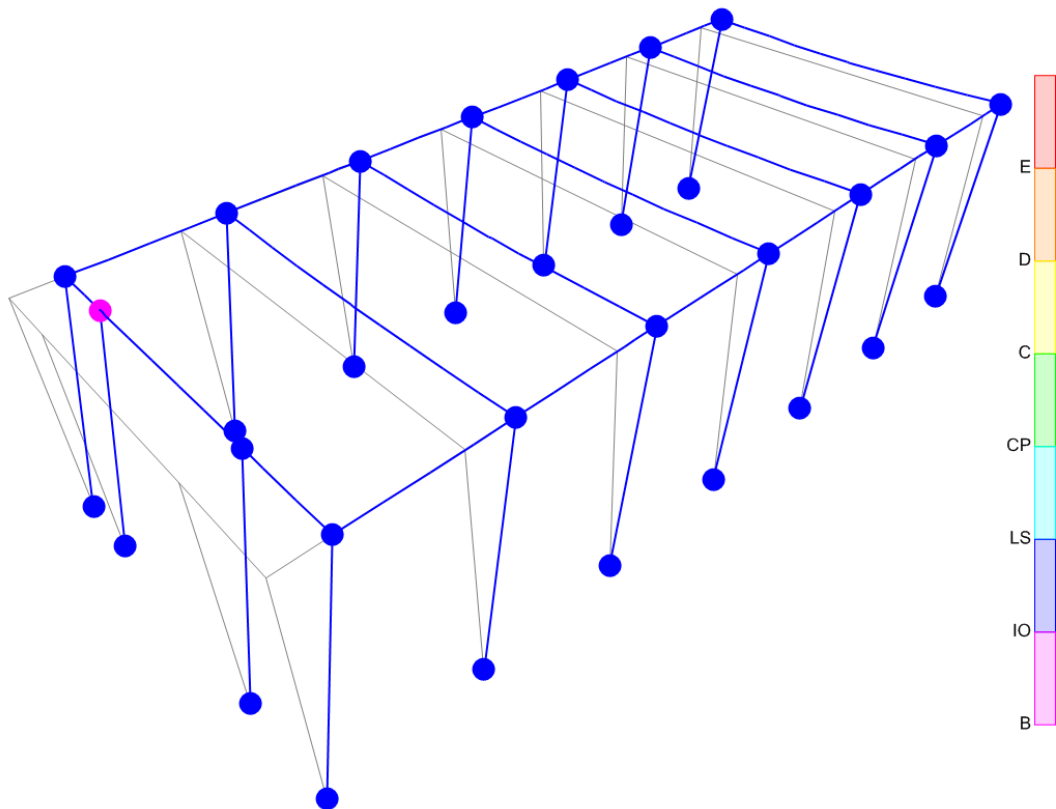


Figura 62 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção x e sentido negativo.

6.4.2. Direção y

Relativamente à estrutura sujeita ao carregamento modal, segundo a direção y, a formação das rótulas dá-se nas ligações, superiores e inferiores, dos pilares. Esta situação era o expectável, não havendo nenhum elemento a atingir a sua capacidade de resistência última. Em geral, o edifício permanece no estado de Ocupação Imediata (IO), o que indica que se espera que este permanecerá funcional durante e após a atuação do sismo.

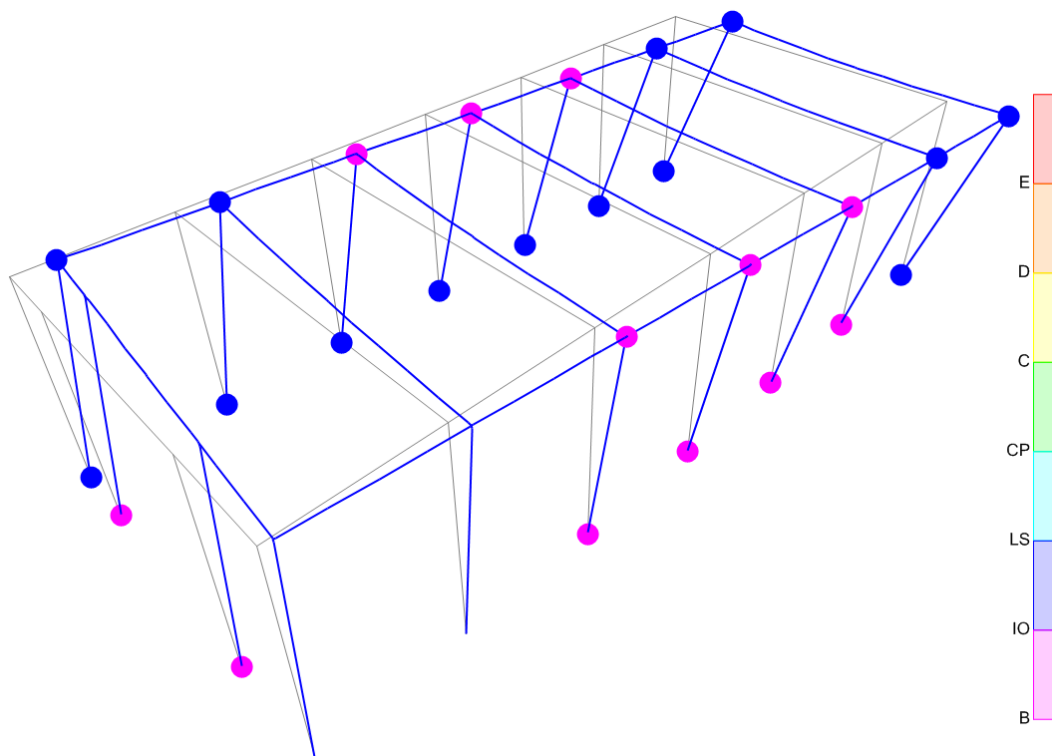


Figura 63 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção y e sentido positivo.

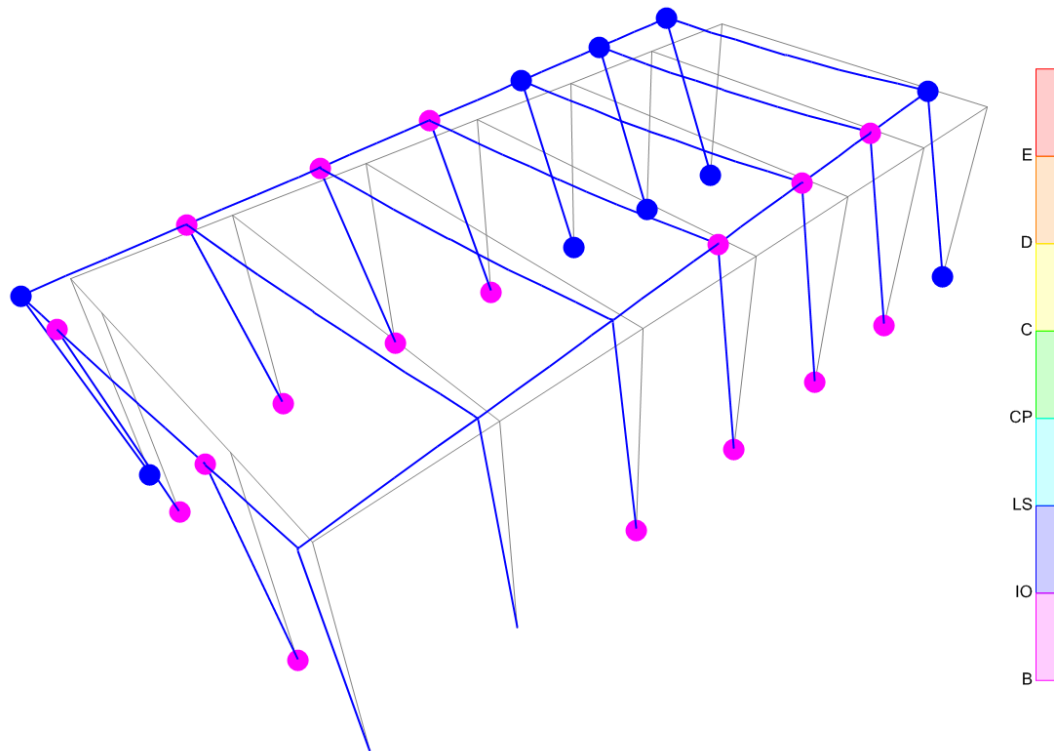


Figura 64 – Mecanismos plásticos para carregamento modal, segundo a direção y e sentido negativo.

Por último, quanto à estrutura sujeita ao carregamento uniforme, segundo a direção y, a formação das rótulas dá-se nas ligações, superiores e inferiores, dos pilares. Esta situação era o expectável, não havendo nenhum elemento a atingir a sua capacidade de resistência última. Em geral, o edifício permanece no estado de Ocupação Imediata (IO), o que indica que se espera que este permanecerá funcional durante e após a atuação do sismo.

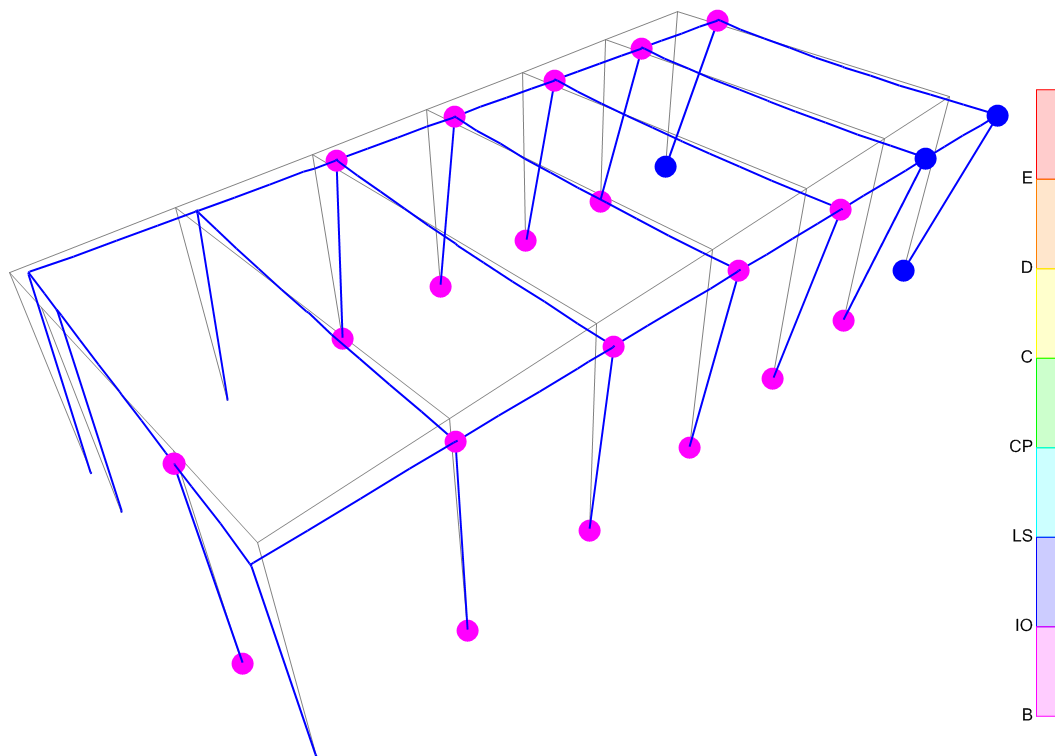


Figura 65 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção y e sentido positivo.

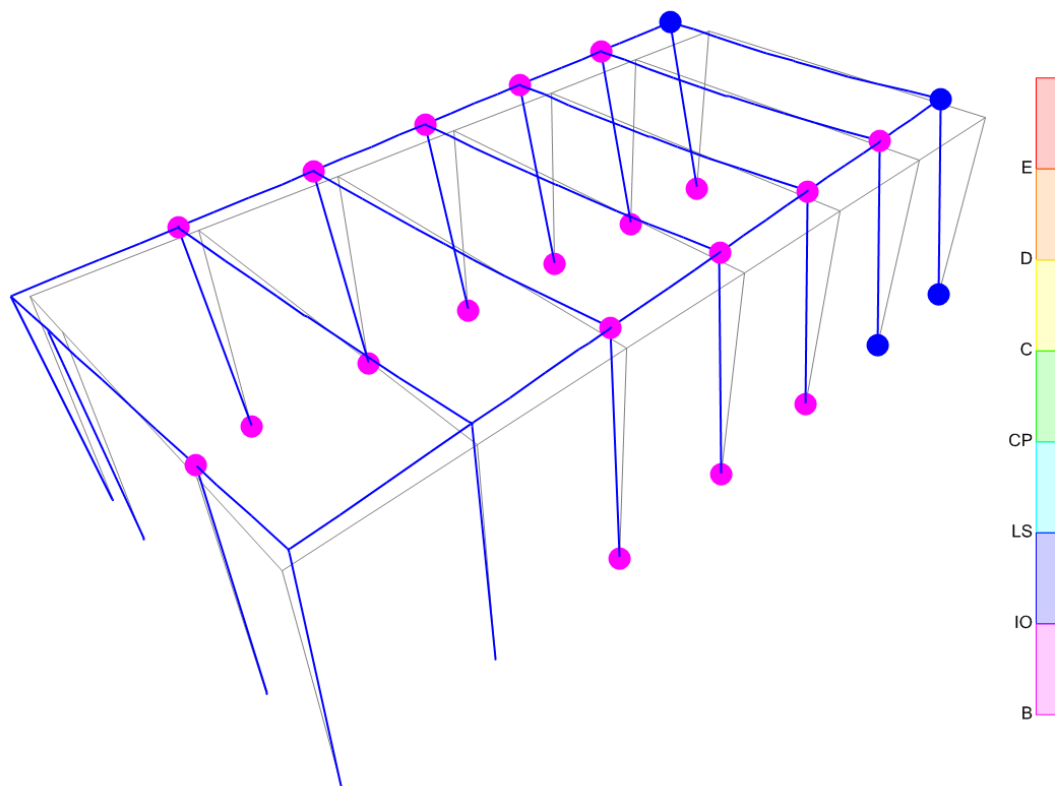


Figura 66 – Mecanismos plásticos para carregamento uniforme, segundo a direção y e sentido negativo.

De uma forma em geral, a estrutura permanece no nível de desempenho de ocupação imediata (IO), no entanto, é necessário ter alguma cautela nas zonas de desempenho de salvaguarda da vida humana (LS) dado que, é previsível a ocorrência de danos significativos nos nós 30 e 32, apesar de a estrutura manter a sua capacidade de resistência contra o colapso, parcial e total.

O comportamento da estrutura em ambas as direções, quando sujeita ao deslocamento alvo é semelhante, sendo que a situação mais condicionante, em termos de ocorrência de danos, se verifica para a direção segundo x , no sentido positivo, para uma distribuição de forças modais.

7. Conclusões e considerações finais

O objetivo deste trabalho consistiu na aplicação da metodologia de análise estática não linear (análise *Pushover*) a uma estrutura de betão armado, por forma a verificar o desempenho da mesma quando sujeita a uma ação sísmica.

Após se ter realizado uma pesquisa detalhada sobre as vantagens e limitações do método, bem como, a evolução desta metodologia, analisou-se o comportamento do edifício em regime não linear, permitindo obter algumas respostas estruturais importantes, nomeadamente, curvas de capacidade resistente e hierarquização da formulação de rótulas plásticas. Com este tipo de análise é possível ter um melhor controlo dos danos que ocorrem na estrutura e determinar zonas frágeis que, através de uma análise linear não seriam passíveis de ser detetados.

É importante salientar que no dimensionamento e na verificação da segurança de estruturas sujeitas à ação sísmica, admite-se que estas se podem deformar mais do que o seu limite elástico, controlando-se o nível de deslocamentos, tanto locais como globais. O facto de numa análise linear se limitar a deformação de elementos, pode provocar um sobredimensionamento e, conseqüentemente, um encarecimento da estrutura. Deste modo, são de extrema importância o estudo da ductilidade da estrutura e do comportamento não linear por forma a se aproveitar a capacidade real das estruturas de se deformarem para lá do limite elástico.

No que concerne à definição das rótulas plásticas da estrutura, optou-se neste trabalho por realizar um modelo de plasticidade concentrada com introdução manual de valores, não considerando automaticamente a interação P-M-M. Este método de introdução de valores apresenta-se como uma forma morosa de desenvolvimento do método, no entanto, a sua utilização conduz a uma melhor perceção e confiança na introdução dos valores referentes aos esforços P-M-M.

Relativamente à disposição de resultados analisados anteriormente e, tendo em conta que o pórtico analisado foi um pórtico simples e que foram considerados dois nós de controlo na extremidade do edifício, observou-se que as diferenças dos resultados não foram muito elevadas. No entanto, foi perceptível que os deslocamentos máximos se deram segundo a direção y, tanto para uma distribuição de forças laterais modais como para a distribuição

de forças uniformes, nos nós 30 e 32⁷⁾. Ao compararem-se os deslocamentos da distribuição modal com os deslocamentos da distribuição uniforme, segundo a mesma direção e sentido, a distribuição uniforme produz resultados consideravelmente diferentes. Analisando-se estas duas distribuições para o mesmo deslocamento é perceptível que o esforço transversal na base é mais elevado para a distribuição uniforme. Contudo, esta situação já era expectável dado que a deformada correspondente ao primeiro modo de vibração da estrutura não é semelhante a uma forma retangular mas sim, a uma forma triangular, concluindo-se desta forma que, no caso de se analisar a estrutura com uma distribuição triangular é possível que os valores sejam semelhantes aos valores obtidos pela distribuição modal.

Relativamente à obtenção da curva bilinear idealizada com rigidez nula pós cedência é importante salientar que o EC 8 não explica totalmente a obtenção desta curva, deixando-a um pouco ao critério do utilizador. Pode-se levar à existência de pequenas variações na definição desta, induzindo, conseqüentemente, variações nos resultados finais.

Nas análises *Pushover* efetuadas neste trabalho detetou-se que, na fase elástica, o carregamento uniforme apresenta uma melhor definição do comportamento e que, na fase inelástica, o comportamento da estrutura apresenta uma melhor caracterização através do carregamento modal.

De uma forma geral, os resultados obtidos a partir do método N2 apresentam-se como razoavelmente precisos, tendo em conta que o pórtico estudado é de pequena altura.

⁷⁾ Os nós 30 e 32 foram considerados como nós de controlo, não tendo sido considerado um nó de controlo no centro de massa do piso, devido a esperar-se maiores deslocamentos nestes nós.

8. Trabalhos futuros

Dadas as limitações teóricas do método, seria interessante para trabalhos futuros comparar estes resultados com os resultados de uma análise dinâmica não linear por forma a tirar conclusões definitivas em termos da segurança desta estrutura e validação da AENL.

Acredita-se que seria ainda interessante o estudo de análises *Pushover* a estruturas complexas, com modelação 3D, por forma a conhecer as potencialidades e, talvez, as limitações do programa de cálculo SAP2000.

Como conclusão, é relevante referir a importância deste tipo de trabalhos no estudo de análises estáticas não lineares, nomeadamente, a análise *Pushover*. Existem várias ferramentas de cálculo em que estão implementadas as metodologias de análise *Pushover*. No entanto, é bom ter-se presente que o conhecimento dos fundamentos teóricos e respetivos modelos numéricos é de extrema importância por forma a se conseguir uma interpretação adequada dos resultados obtidos.

Referências bibliográficas

- [1] Aydinoglu, M.N. (2003) An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral deformation for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 1, pp. 3-36.
- [2] 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.
- [3] Aung, T. H. (2014) Introduction to Nonlinear Modeling in Sap2000. Seminar on Performance-based Design. Asian Institute of Technology
- [4] ATC-40 (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [5] Azevedo, A.F.M. (1985) Análise não linear de estruturas planas de betão armado pelo método dos elementos finitos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, Portugal.
- [6] Bagorro, M. (2009) Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do campus da FCT/UNL. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT/UNL, Caparica, Portugal.
- [7] Belejo, A., Bento, R. e Bhatt, C. (2012) Exemplo de aplicação do método N2 proposto no EC 8 - Pórtico 2D, in Curso de Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas, IST, Lisboa, Portugal

[8] Belejo, A., Bento, R., Pinho, R. e Bhatt, C. (2012) Fundec - Análises estáticas não lineares (Análise Pushover) para o dimensionamento e avaliação sísmica de estruturas. IST, Lisboa, Portugal.

[9] Bento, R., Lopes, M. (2000) Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado. Apontamentos da Disciplina de Modelação e Análise Estrutural, IST, Lisboa, Portugal.

[10] Bento, R., Falcão, S. e Rodrigues, F. (2004) Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares. SISMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal.

[11] Bento, R. (2003) Análises estáticas não lineares – Eurocódigo 8, Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa, Portugal.

[12] Bhatt, C. (2005) Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8, Trabalho Final de Curso da Licenciatura em Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil do IST, Lisboa, Portugal.

[13] Bhatt, C. (2007) Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

[14] Bhatt, C. (2011) Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure, Thesis specifically prepared to obtain the PhD Degree in Civil Engineering, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

- [15] Bhatt, C., Bento, R. (2011) Assessing the seismic response of existing RC buildings using the extended N2 method. *Bull Earthquake Eng.* 9:1183-1201, DOI 10.1007/s10518-011-9252-8.
- [16] 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.
- [17] Braz César, M.T., Cachim, P. (2007) Análise e desempenho sísmico de um pórtico metálico de travessas inclinadas através de análises não-lineares. *SISMICA 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Porto, Portugal.
- [18] Borges, A. (1999) Análise de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexo-compressão oblíqua. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, Brasil.
- [19] Casarotti C., Pinho R. (2007) An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 5(3), pp. 377-390.
- [20] Chopra, A. K. (1995) *Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, New Jersey.
- [21] Chopra, A.K. Goel, R. K. (2002) A modal Pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, no. 3, pp. 561–582.

[22] Chopra, A.K., Goel, R.K., Chintanapakdee, C. (2004) Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*. Vol. 20(3), pp. 757-778.

[23] Computers & Structures, Inc. (2013) CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers & Structures, Inc., v16, Berkeley, California, U.S.A.

[24] Computers & Structures, Inc. (2013) SAP2000 v16 – Structural Analysis Program. Berkeley, California, U.S.A.

[25] Coutinho, D. (2008) Análise Pushover de Edifícios em betão armado. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, Porto, Portugal.

[26] Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M., Wilford, M.R. (2010) Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design. A guide for practicing Engineers. NIST (National Institute of Standards and Technology), U.S. Department of Commerce.

[27] Del Monte, Emanuele (2010) L'analisi statica non lineare secondo il D.M. 14/01/2008. Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze, Italy.

[28] Faella G. (1996) Evaluation of RC structures seismic response by means of nonlinear static Pushover analyses, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper no. 1146.

[29] Fajfar P. and Fischinger M. (1987) Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study, *European Earthquake Engineering*, 31-43.

- [30] Fajfar, P., Fischinger, M. (1988) N2 - A Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Buildings. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, vol.V, 111-116, Tokyo.
- [31] Fajfar, P., Gaspersic, P. (1996) The N2 method for the seismic damage analysis for RC buildings. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 25(1), 23–67.
- [32] Fajfar, P. (1999) Seismic assessment and retrofit of RC structures. Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering – Invited Lectures, Paris, France, pp. 237-249
- [33] Fajfar, P. (1999) Capacity Spectrum Method based on inelastic demand spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 979-993.
- [34] Fajfar, P. (2000) A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol. 16, EERI, p. 573-592.
- [35] Fajfar, P., Kreslin, M. (2011) The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. DOI:10.1002/eqe.1104.
- [36] FEMA-273/274 (1997) NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [37] FEMA-356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington.

- [38] Ferreira, M. (2014) Análise Pushover com Elementos Shell em Paredes Estruturais. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT/UNL, Caparica, Portugal.
- [39] Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. and Tyrell, J. V. (1975) Evaluation of existing buildings for seismic risk. 9th World Conference in Earthquake Engineering, pages 113 – 122.
- [40] Gülkan P. and Sözen M.A. (1974) Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Ground Motions, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 71, 601-609.
- [41] Gupta B., Kunnath S.K. (2000) Adaptive spectra-based Pushover procedure for seismic evaluation of structures. Earthquake Spectra. Vol. 16(2), pp. 367-391.
- [42] Gomes, L. M. A. (2010) Análise Pushover – Caso de estudo. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa-Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- [43] Guedes, J. (1997) Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment. Dissertação para obtenção de grau de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [44] Jan T.S., Liu M.W., Kao Y.C. (2004) An upper-bound Pushover analysis procedure for estimating seismic demands of high-rise buildings. Engineering Structures. Vol. 26, pp. 117-128.

- [45] Karsan, I. D., Jirsa, J. O. (1996) Behaviour of concrete under compressive loadings. ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 95. ST12.
- [46] Kim, B., D'Amore, E. (1999) Pushover Analysis Procedure in Earthquake Engineering. Earthquake Spectra, Vol. 13(2), pp. 417-434
- [47] Krawinkler H. (1995) New trends in seismic design methodology. Proceedings 10th European Conference in Earthquake Engineering, The Netherlands, Rotterdam, pp. 821-830.
- [48] Krawinkler, H. (1996) Pushover Analysis: Why, How, When and When Not to Use It. Structural Engineers Association of California, Stanford University, 17-36.
- [49] Krawinkler, H., Seneviratna, G. (1998) Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation. Engineering Structures, 20, 452-464.
- [50] Lawson, R.S., Vance, V. and Krawinkler, H. (1994) Nonlinear static Pushover analysis - why, when, and how? Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, I, Vol I:283-292.
- [51] LNEC (2013) Eurocódigos publicados, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pp. 1-6.
- [52] Lopes, J. (2007) Non Linear Seismic Analysis of the New Icelandic Conference and Concert Centre". M.Sc Thesis in Civil Engineering, Departamento de Engenharia do Instituto Superior Técnico.

[53] Lourenço, J. (2012) Estudo do comportamento de varões de aço para betão obtidos através do processo “Tempcore”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, Portugal.

[54] Mander, J. B., et al. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, 1804-1826.

[55] Martino, R., Spacone, E., and Kingsley, G. (2000) Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures. *ASCE Structures Congress, Advanced Technology in Structural Engineering*, M. Elgaaly editor, Philadelphia, PA

[56] Mendes, P., Oliveira, S. (2008) Análise Dinâmica de Estruturas – Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

[57] Moghadam A.S., Tso W.K. (2002) A Pushover procedure for tall buildings. *Proceedings of the 12th European Conference in Earthquake Engineering*. Paper No. 395. London, UK.

[58] Mwafy A.M., Elnashai, A.S. (2001) Static Pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23, 407–424.

[59] Naeim, F., Lobo, R. M. (1998) Common Pitfalls in Pushover Analysis. *Proceedings of the SEAOC Annual Convention*, Reno, Nevada.

[60] NP EN 1998-1 (2010) Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.

- [61] NP EN 1998-2 (2005) Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges. Instituto Português da Qualidade.
- [62] NP EN 1990 (2009) Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade.
- [63] NP EN 1991-1-1 (2009) Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [64] NP EN 1992-1-1 (2010) Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [65] Oguz, S. (2005) Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures. MSc Thesis, Middle East Technical University, Turkey
- [66] Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H., Freeman, S.A. (1996) Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering. Paper n°.966, Acapulco, Mexico.
- [67] Penelis, G. and Kappos, A.J. (2002). 3-D Pushover analysis: The issue of torsion. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 015. Elsevier Science Ltd.
- [68] Pereira, N. (2010) Simulação Numérica de Edifícios de Betão Armado Sujeitos à Acção Sísmica. Tese de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

[69] Pipa, J. A. L. (1993) Ductilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas, Influência das Características Mecânicas das Armaduras. Dissertação para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

[70] Requena M., Ayala G. (2000) Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 2109. Auckland, New Zealand.

[71] Ribeiro, R. (2008) Análise Pushover de Pontes em Betão Armado. Dissertação para a obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

[72] Rosenblueth E. and Herrera I. (1964) On a Kind of Hysteretic Damping, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 90, 37-48.

[73] Saiidi M. and Sözen M.A. (1981) Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, 937-952.

[74] Sasaki, K.K., Freeman, S.A., Paret, T.F. (1998) Multi-mode Pushover procedure (MMP) – A method to identify the effects of higher modes in a Pushover analysis. Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, Washington.

[75] Takeda T., Sözen M.A. and Nielson N.N. (1970) Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, 2557-2573.

[76] Themelis, S. (2008) Pushover analysis for seismic assessment and design of structures. PhD Thesis, Heriot-Watt University, School of the Built Environment.

[77] Tso, W. K. and Moghadam, A. S. (2002) A Pushover procedure for tall buildings. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper 395.

[78] Valles, R., Reinhorn, A., Kunnath, S.K., Li, C., Madan, A. (1996) IDARC2D version 4.0: A computer program for the inelastic analysis of buildings. National Center for Earthquake Engineering Research. Buffalo, NY, USA.

[79] Frère, B. C. H. (2012) Análise sísmica de estruturas de pontes através de uma análise estática não linear. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

[80] Popovics, S. (1973) A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete. Cement and Concrete Research, Vol.5, No.3, 583-599.

Anexos

A. Manual de utilizador para elementos Barra (Frame)

A.1. Definição dos Materiais

A.1.1. Betão

As características do betão a utilizar foram definidas a partir dos seguintes passos:

Comando *Edite* ► *Materials* ► *Show advanced properties* ► *Add new material*
► *Modify/Show material properties*

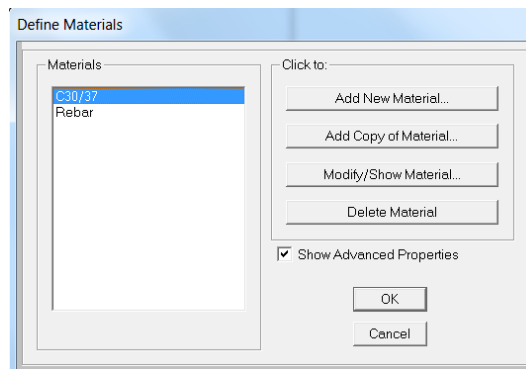


Figura A. 1 – Show advanced properties

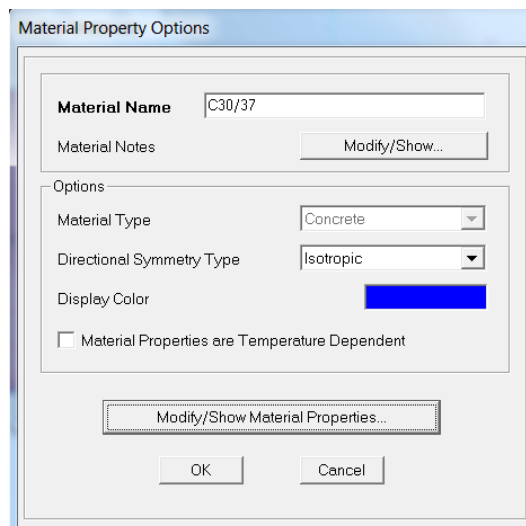
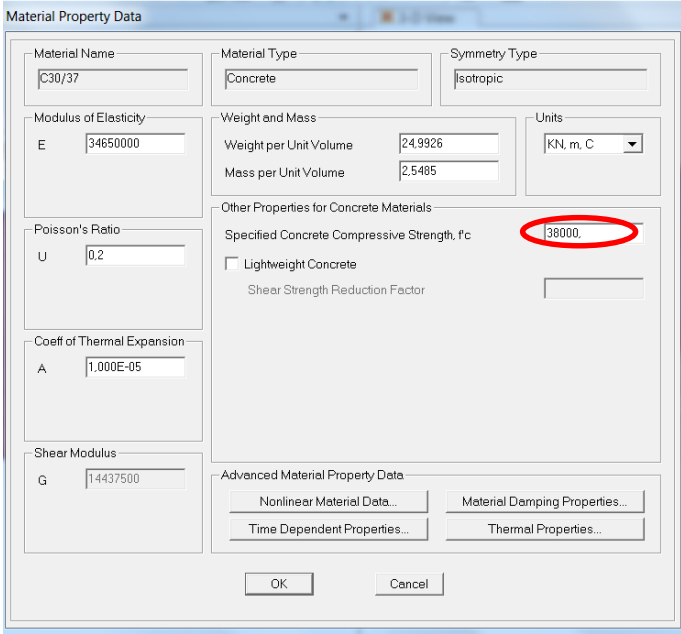


Figura A. 2 – Modify/Show material properties

No menu apresentado anteriormente é necessário definir o tipo de material (*Material type*) e o tipo de simetria direcional (*Directional symmetry type*).

No menu *Material property data* é possível definir todas as características do material em causa. Para o betão em causa, o valor médio da tensão de rotura à compressão é de 38MPa.



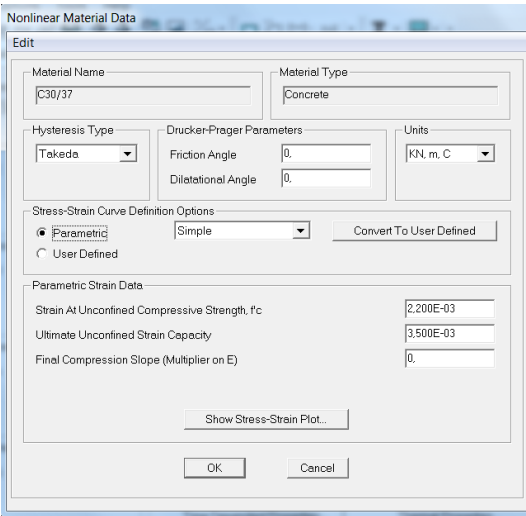
The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several input fields and sections:

- Material Name:** C30/37
- Material Type:** Concrete
- Symmetry Type:** Isotropic
- Modulus of Elasticity:** E = 34650000
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume = 24.9926, Mass per Unit Volume = 2.5485
- Units:** KN, m, C
- Poisson's Ratio:** U = 0.2
- Coeff of Thermal Expansion:** A = 1.000E-05
- Sheer Modulus:** G = 14437500
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c = 38000 (circled in red). There is also a checkbox for "Lightweight Concrete" and a field for "Shear Strength Reduction Factor".
- Advanced Material Property Data:** Includes buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", "Time Dependent Properties...", and "Thermal Properties...".

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

Figura A. 3 – Material property data

Para se proceder à contabilização das propriedades não lineares do material é necessário ir ao comando *Nonlinear material data*, definindo-se tensões de rotura e de cedência do betão, bem como respetivas extensões.



The image shows a software dialog box titled "Nonlinear Material Data". It contains several input fields and sections:

- Material Name:** C30/37
- Material Type:** Concrete
- Hysteresis Type:** Takeda
- Drucker-Prager Parameters:** Friction Angle = 0, Dilatational Angle = 0
- Units:** KN, m, C
- Stress-Strain Curve Definition Options:** Parametric (selected), Simple, Convert To User Defined
- Parametric Strain Data:** Strain At Unconfined Compressive Strength, f_c = 2.200E-03, Ultimate Unconfined Strain Capacity = 3.500E-03, Final Compression Slope (Multiplier on E) = 0

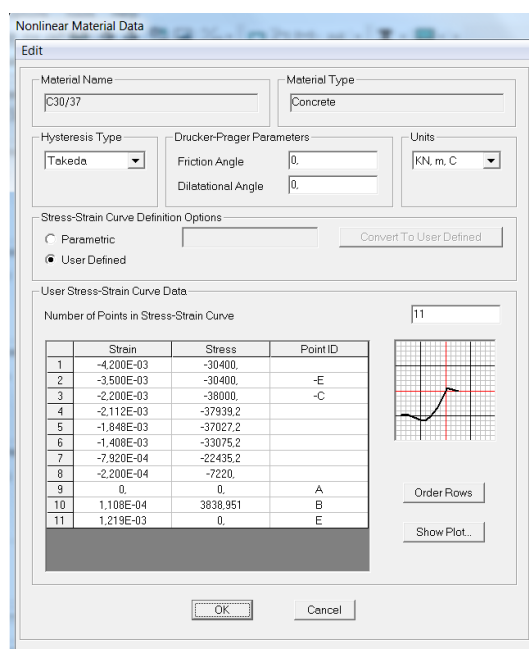
A button "Show Stress-Strain Plot..." is located below the parametric data fields. Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

Figura A. 4 – Nonlinear material data

Para a definição das propriedades não lineares é necessário definir o tipo de modelo histerético (*Hysteresis type*) e a curva de tensão-deformação (*Stress-Strain Curve definition data*).

A definição dos parâmetros de deformação (*Parametric Strain data*) é feita com recurso ao Quadro 3.1 do EC2 [64], definindo-se a extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima, e a extensão última do betão à compressão.

Após definidos estes parâmetros, é necessário converter a curva para definição do utilizador (*Convert to user defined*), onde se poderá visualizar os pontos que definem a respetiva curva de tensão-deformação, bem como o respetivo gráfico.



	Strain	Stress	Point ID
1	-4.200E-03	-30400	
2	-3.500E-03	-30400	-E
3	-2.200E-03	-38000	-C
4	-2.112E-03	-37939,2	
5	-1,848E-03	-37027,2	
6	-1,408E-03	-33075,2	
7	-7,920E-04	-22435,2	
8	-2,200E-04	-7220	
9	0	0	A
10	1,108E-04	3838,951	B
11	1,219E-03	0	E

Figura A. 5 – Nonlinear material data – Definição da curva tensão-deformação

A.1.2. Aço

A definição deste material é feita de forma idêntica à realizada, anteriormente, para o betão. Deste modo, é necessário prosseguir com os seguintes passos:

Define ► *Materials* ► *Show advanced properties* ► *Add new material* ► *Modify/Show material properties*

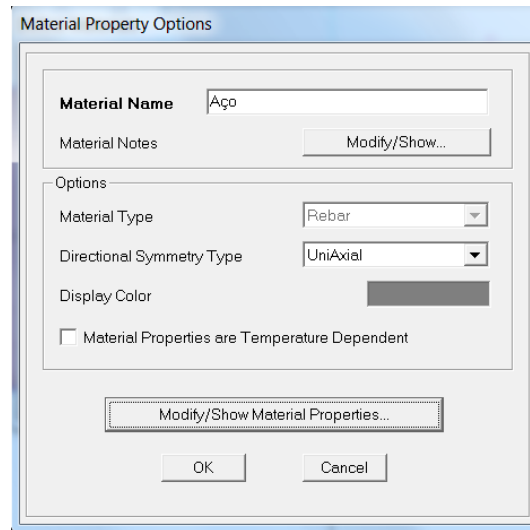


Figura A. 6 – Modify/Show material properties

No menu apresentado anteriormente é necessário definir o tipo de material (*Material type*) e o tipo de simetria direcional (*Directional symmetry type*). Neste caso, considerando-se o aço com um comportamento uniaxial.

Em termos de características do material, estas podem ser definidas no menu *Material property data*, conforme figura seguinte.

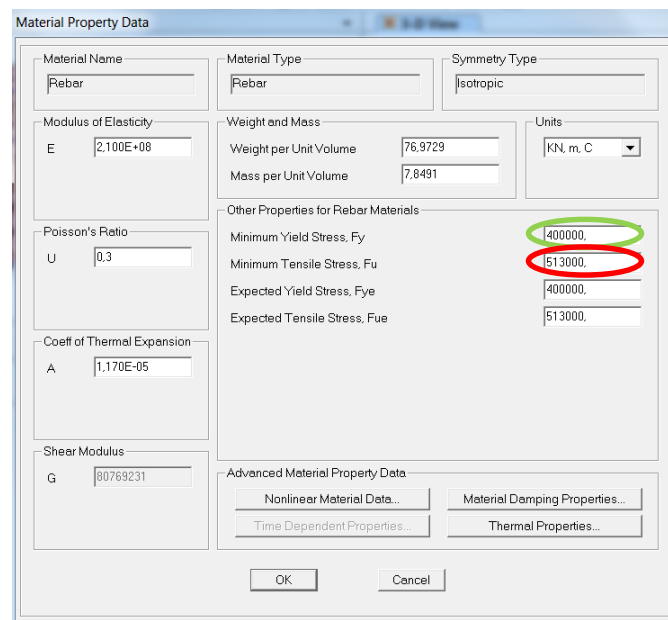


Figura A. 7 – Material property data

A definição dos parâmetros para o aço (*Other properties for rebar materials*) são feitos com recurso ao Quadro C.1 do EC2 [64] e com recurso a valores obtidos nos ensaios de tração simples efetuados por PIPA [69], conforme demonstrado no ponto 3.6.2.2 do presente trabalho, sendo que, a tensão de cedência do aço apresenta um valor de 400000 kPa e a tensão última do aço apresenta um valor de 513000 kPa.

Para se proceder à contabilização das propriedades não lineares do material é necessário recorrer ao comando *Nonlinear material data*.

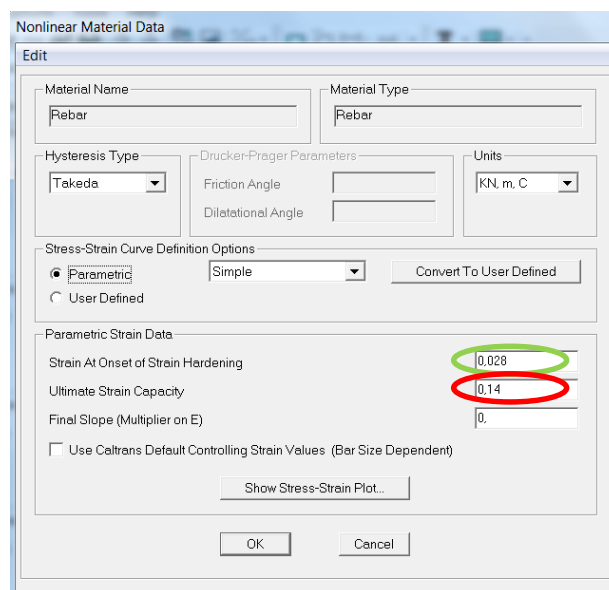


Figura A. 8 – Nonlinear material data

Neste comando é necessário definir o tipo de modelo histerético (*Hysteresis type*), os parâmetros da curva de tensão-deformação (*Stress-Strain Curve definition data*) e os valores característicos da extensão de cedência e da extensão do aço à tensão máxima, sendo que, que a extensão última do aço corresponde a um valor de 14% e a extensão inicial de endurecimento do aço corresponde a um valor de 2,8%, conforme demonstrado no ponto 3.6.2.2 do presente trabalho.

Após definidos estes parâmetros, é necessário converter a curva para definição do utilizador (*Convert to user defined*), onde se poderão visualizar os pontos que definem a respetiva curva de tensão-deformação, bem como o respetivo gráfico.

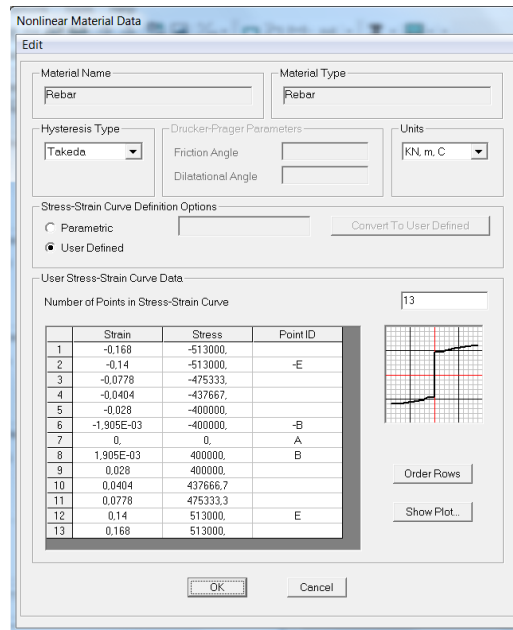


Figura A. 9 – Nonlinear material data – Definição da curva tensão-deformação

A.2. Definição das secções

Na definição das secções dos elementos estruturais é essencial definir os vários materiais que definem estes elementos, bem como os locais onde estão posicionados os mesmos, considerando o comportamento não linear das secções.

Deste modo, é necessário prosseguir com os seguintes passos:

Define ► Section properties ► Frame sections ► Add new property ► Other ► Section designer

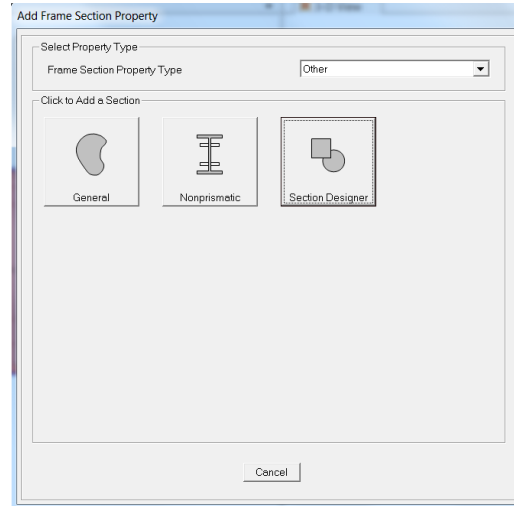


Figura A. 10 – Definição das secções

Seguidamente define-se os elementos, representando-os na respetiva localização da secção transversal, bem como o material base a respetiva secção a modelar.

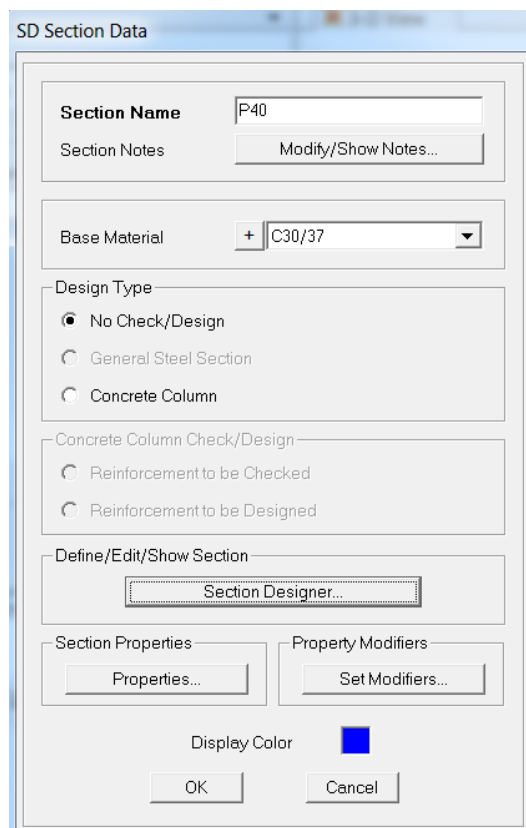


Figura A. 11 – Section data

A modelação das secções é realizada a partir dos seguintes passos:

- 1) Definição do espaçamento entre pontos da malha auxiliar

Options ► Preferences

- 2) Definição da secção transversal

Draw ► Draw solid shape

- 3) Definição das armaduras manualmente

Draw ► Draw reinforcing shape

- 4) Definição das armaduras Automaticamente

Right click on section ► Reinforcing

- 4.1) Definição das armaduras

Right click on the bar ► Bar size

- 4.2) Definição do espaçamento entre armaduras

Right click on the bar ► Bar spacing

- 4.3) Definição do recobrimento

Right click on the bar ► Bar cover

A.3. Definição das rótulas plásticas

Após a definição das secções e consequente modelação da estrutura é necessário proceder à definição das rótulas plásticas dos elementos previamente modelados como *Frames*, por forma a se poder atribuir um comportamento não linear.

Conforme referido nos capítulos 3.5.4 e 4.3.2.3, é possível definir as rótulas plásticas no programa SAP2000 de diferentes maneiras, sendo que, no presente manual será abordada:

- a) Definição das rótulas de forma manual, não considerando automaticamente a interação P-M-M;

Deste modo, em primeiro lugar será necessário obter os esforços normais e momentos fletores, nos elementos *Frame*, devidos a cargas verticais⁸⁾ a que a estrutura se encontra sujeita e, seguidamente, obter os valores do Momento plástico idealizado (M_p) e do valor de cedência idealizado ($\phi_{idealizado}$). Estes valores são possíveis de obter através do comando:

Define ► *Section Properties* ► *Frame Sections* ► *Modify /Show property* ► *Section Designer* ► *Show Moment-Curvature Curve*

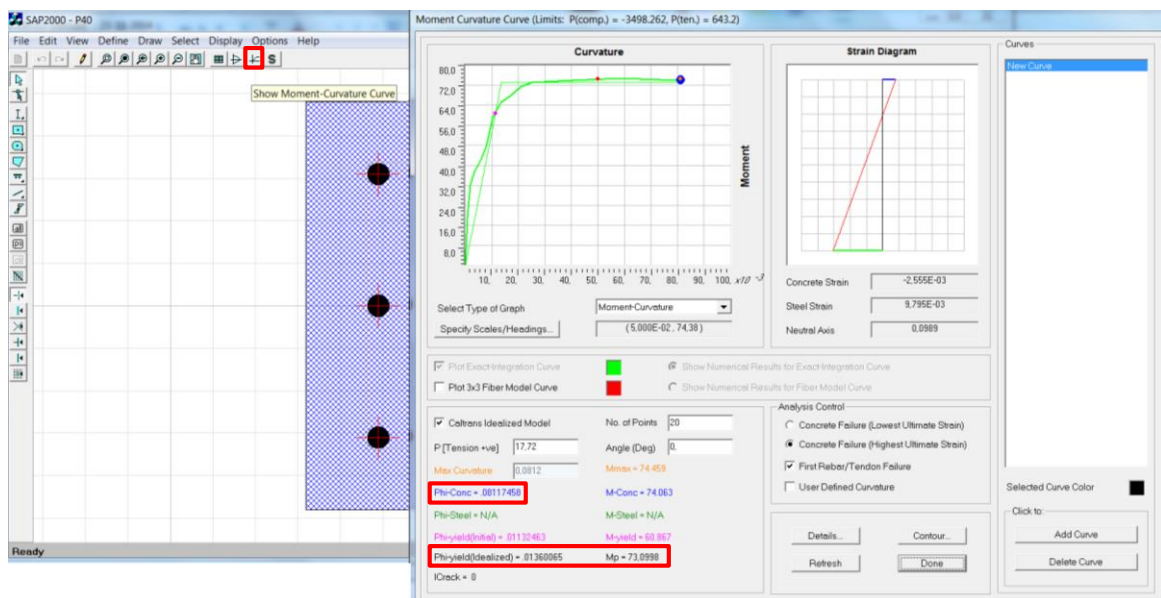


Figura A. 12 – Obtenção dos valores de momento plástico idealizado e valor de cedência idealizado para um elemento Frame – Pilar.

⁸⁾ Ver a explicação no capítulo A.4. como proceder à consideração das cargas verticais em regime linear.

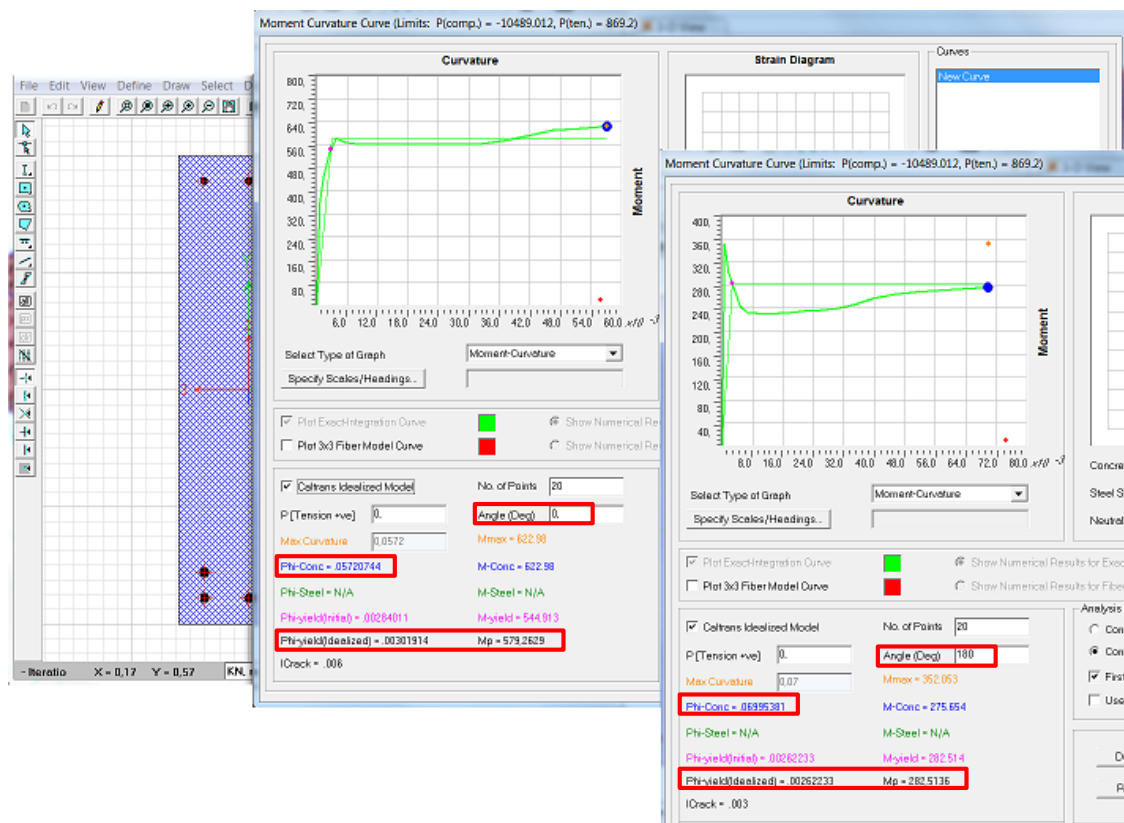


Figura A. 13 – Obtenção dos valores de Momento plástico idealizado e valor de cedência idealizado para um elemento Frame – Viga.

Após a obtenção dos valores do momento plástico idealizado e do valor de cedência idealizado é possível definir, à posteriori, as rótulas plásticas através do seguinte comando:

Define ► Section Properties ► Hinge Properties ► Add new Property ► User Defined

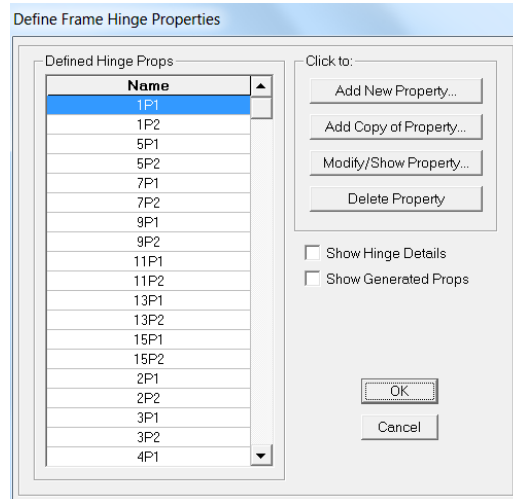


Figura A. 14 – Definição do tipo de propriedades da rótula (Hinge).

Após a seleção da interação a ser considerada (no presente caso a interação que melhor se adequa é a relação P - M_2 - M_3 para pilares e M_3 pra vigas), é necessário ter em conta o esforço normal para cada *Frame*, como se pode observar nas figuras A.15 e A.16.

Relativamente à consideração do comprimento da rótula plástica foi definido no caso dos pilares um comprimento de rótula igual a 10% do comprimento real das *Frames* e, no caso das vigas, um comprimento de rótula igual à altura das mesmas.

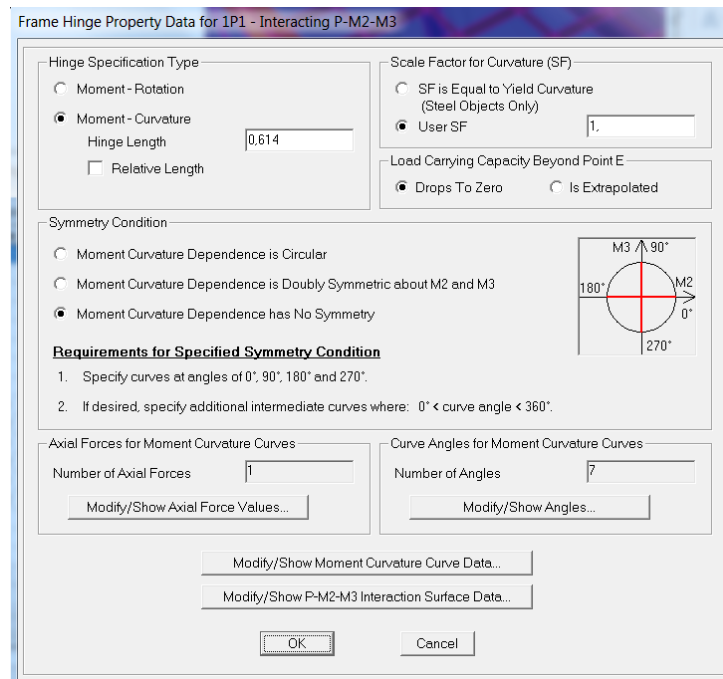


Figura A. 15 – Definição de parâmetros de rótula plástica correspondentes a um pilar.

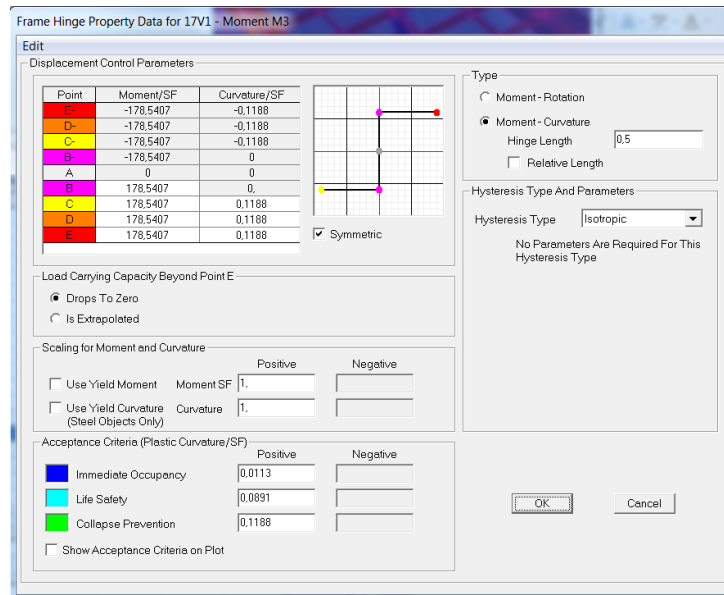


Figura A. 16 – Definição de parâmetros de rótula plástica correspondentes a uma viga.

A partir destes menus e do menu *Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface Data* no caso de pilares, é possível definir o tipo de relação histerética desejada, a zona do elemento a que se pretende atribuir o comportamento plástico e as condições de simetria das relações Momento-Curvatura, conforme figura A.17.

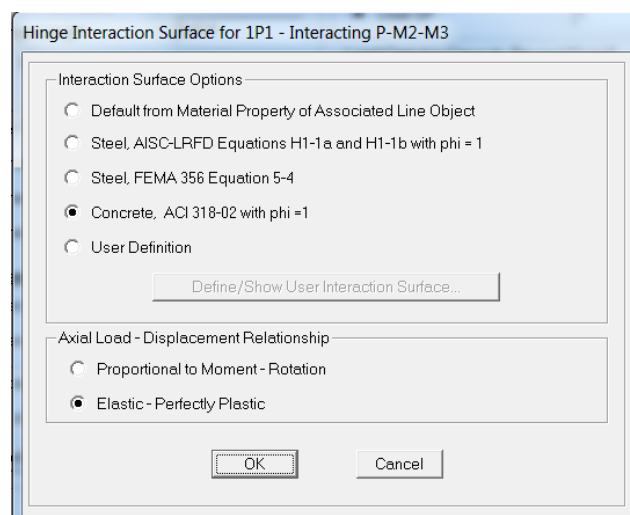


Figura A. 17 – Interação P-M2-M3 correspondente a um pilar.

Define ► Load Cases ► Add new load case

Analysis Type ► Linear

A.4.2. Cargas Verticais não Lineares

A consideração das cargas verticais não lineares é realizada a partir da não linearidade das cargas verticais lineares a que a estrutura se encontrava previamente sujeita. A consideração das mesmas é possível a partir do comando seguinte:

Define ► Load Cases ► Modify/Show load case

Analysis Type ► Non Linear

A.4.3. Pushover

A execução da análise *pushover* avança com a consideração de dois carregamentos laterais, um carregamento modal e um carregamento uniforme.

A.4.3.1. Pushover Modal

A consideração do carregamento lateral modal é feita a partir da criação de um novo carregamento na opção *Load Case type*, considerando uma análise do tipo não linear, em que será necessário ter em conta um modo ao qual corresponderão os deslocamentos, segundo as direções x e y, separadamente. É importante referir que sendo uma análise não linear, basear-se-á nas cargas verticais não lineares “Cargas verticais”.

A consideração das mesmas é possível a partir do comando seguinte:

Define ► Load Cases ► Add new load case

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH modal X Notes: Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case CargaVerLx
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: EIGENMODES

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1.
Mode	2	1.

Buttons: Add, Modify, Delete

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Other Parameters:
 Load Application: Displ Control Modify/Show...
 Results Saved: Multiple States Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

Figura A. 19 – Aplicação do carregamento modal, em regime não linear, “Push modal X”.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH modal Y Notes: Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case CargaVerL_y
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: EIGENMODES

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1.
Mode	1	1.

Buttons: Add, Modify, Delete

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Other Parameters:
 Load Application: Displ Control Modify/Show...
 Results Saved: Multiple States Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

Figura A. 20 – Aplicação do carregamento modal, em regime não linear, “Push modal Y”.

A.4.3.2. Pushover Uniforme

A consideração do carregamento uniforme é feita a partir da criação de um novo carregamento na opção *Load Case type*, utilizando uma análise do tipo não linear, no qual será necessário ponderar as direções de análise em termos de aceleração, de forma separada, segundo X e segundo Y. É importante referir que sendo uma análise não linear, basear-se-á nas cargas verticais não lineares “*Cargas verticais*”.

A consideração das mesmas é possível a partir do comando seguinte:

Define ► *Load Cases* ► *Add new load case*

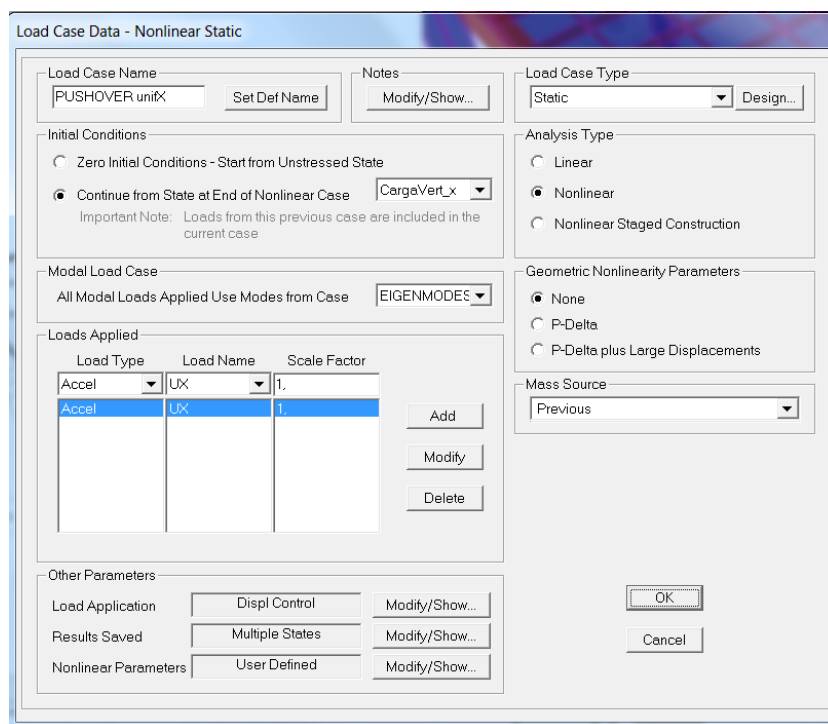


Figura A. 21 – Aplicação do carregamento uniforme segundo X, em regime não linear, “Push unif X”.

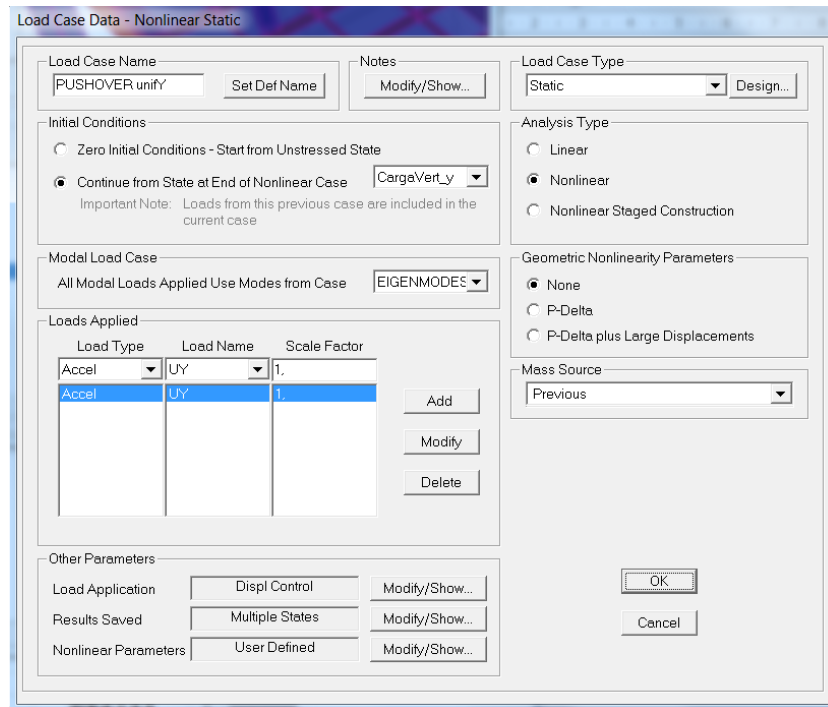


Figura A. 22 – Aplicação do carregamento uniforme segundo Y, em regime não linear, “Push unif Y”.

A.4.4. Parâmetros

O modo de aplicação da carga, o armazenamento dos resultados e a consideração dos parâmetros não lineares poderá ser feito através do menu *Other Parameters* ► *Modify/Show*.

No menu *Load Application Control* é possível considerar o modo de aplicação da carga, bem como, definir um valor de deslocamento de controlo e definir qual o nó de controlo que terá essa restrição.

No menu *Results Saved* é possível definir a forma como o armazenamento de resultados será feito, bem como, definir valores para um maior ou menor refinamento da curva de capacidade.

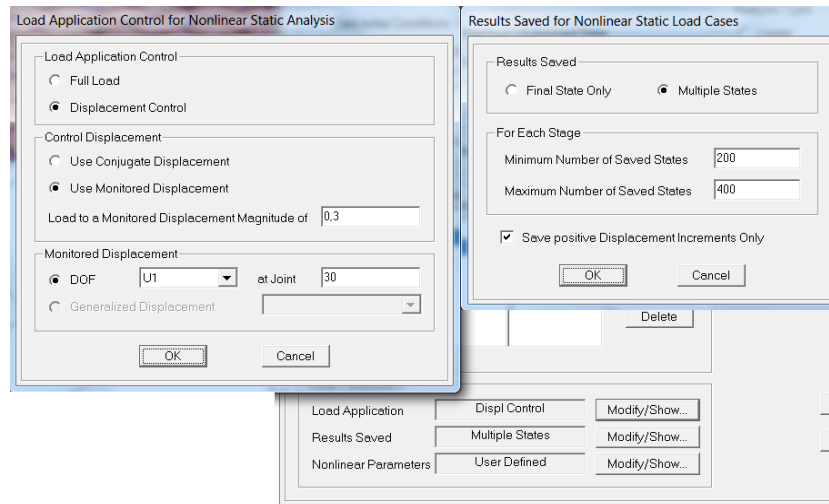


Figura A. 23 – Consideração do modo de aplicação da carga e do armazenamento de resultados.

No menu *Nonlinear Parameters* é possível definir diferentes valores por forma a melhorar o desempenho do programa, tais como, controlo do tempo de análise (*total steps*), consideração de valor para a possibilidade de existência de problemas numéricos (*null zero*), tipos de interações (*constant-stiffness* ou *tangente-stiffness*), numero máximo de interações até a deformação imposta corresponder à força pretendida (*target force iteration per stage*), entre outros.

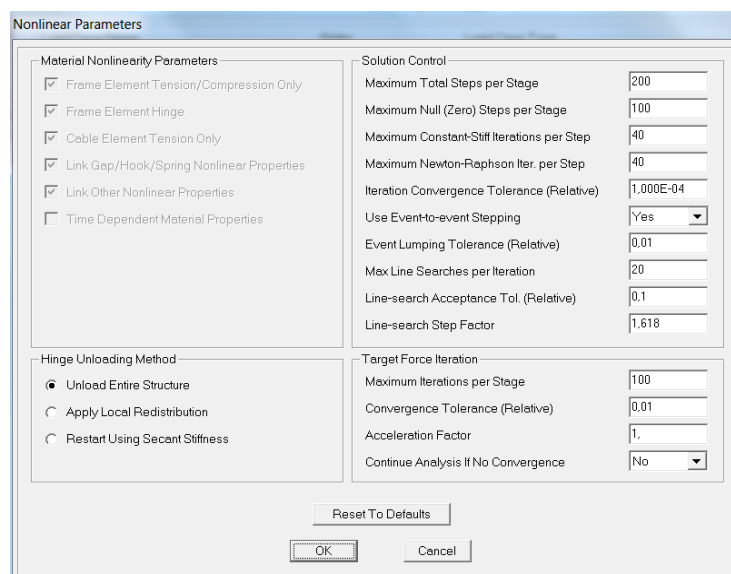


Figura A. 24 – Consideração dos parâmetros não lineares.

A.5. Execução da Análise

Após a consideração de todos os parâmetros e situações descritos nos capítulos anteriores, é possível proceder à execução da análise *Pushover*, considerando a carga modal e a carga uniforme, não lineares, para as direções x e y, sentidos positivo e negativo.

A.6. Análise de Resultados

Após a execução da análise *Pushover* no modelo em estudo é possível obter-se a curva de capacidade da estrutura, que relaciona o deslocamento no nó de controlo com a força de corte basal.

A obtenção desta curva é possível a partir do comando seguinte:

Display ► *Show Static Pushover Curve*

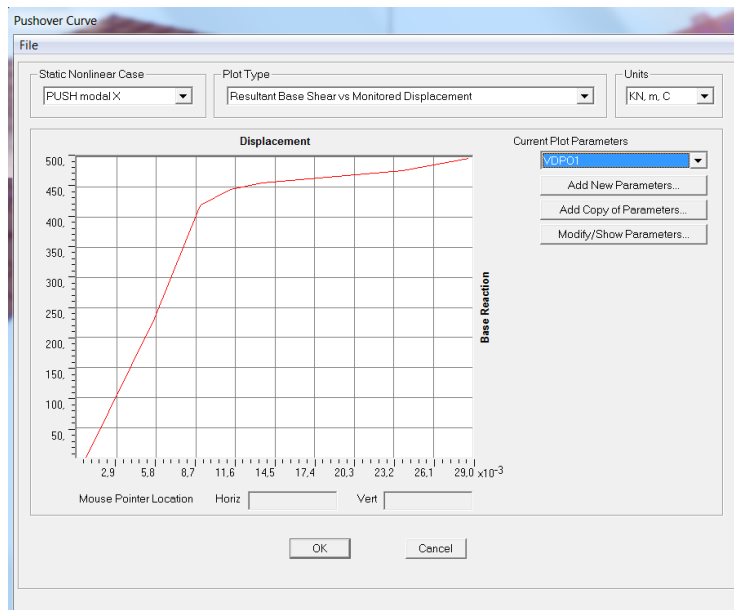


Figura A. 25 – Curva pushover considerando a interação P-M-M, para um carregamento modal segundo x.

A visualização da evolução das rótulas plásticas e consequentes locais onde ocorrem pode ser feita a partir do comando:

Display ► *Show Deformed Shape*

A obtenção de todos os valores/pontos pertencentes à curva de capacidade resistente podem ser obtidos através do comando:

Display ► *Show Tables* ► *Analysis results*

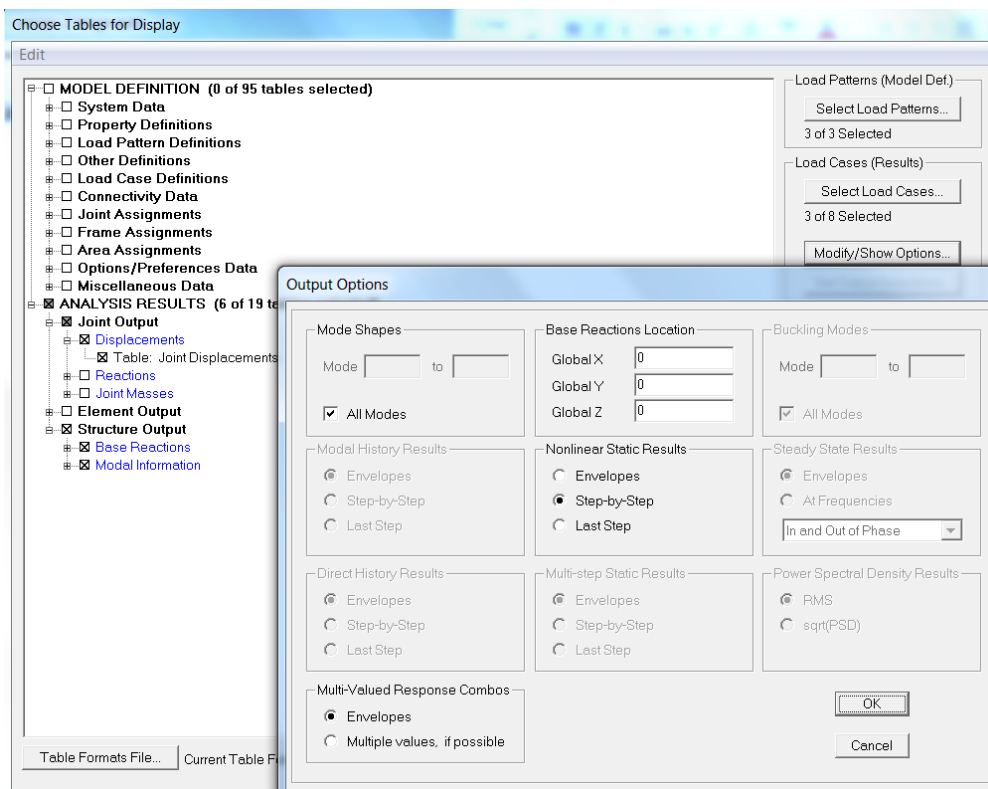


Figura A. 26 – Consideração de parâmetros para obtenção de valores em tabela.

A partir do comando *Modify/Show Options* é possível definir os resultados por “passo-a-passo” (*Step-by-step*), para todos os modos, o que irá permitir obter em pormenor cada resultado.

Por forma a seleccionar as *Load Cases* para as quais se pretende obter os resultados, basta seguir o comando:

Display ► *Show Tables* ► *Select Load Cases*

A partir da obtenção das tabelas é possível definir que apenas sejam mostrados os valores para um ponto pretendido, a ser analisado, exportando, à posteriori, estes valores para Excel ou Access. Para tal, é necessário recorrer aos comandos:

Format-Filter-Sort ► Filter Table

File ► Export All Tables ► To Excel (or To Access)

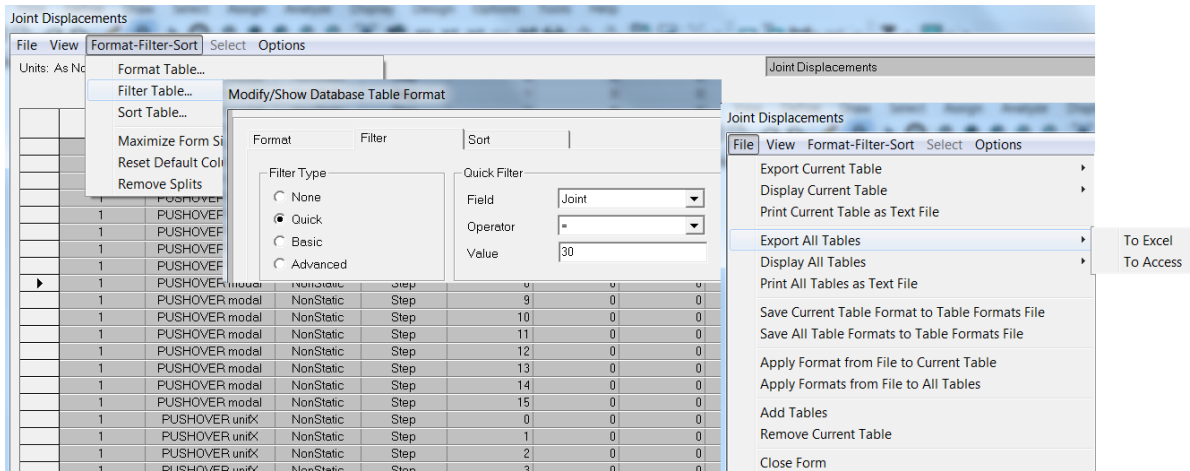


Figura A. 27 – Definição do nó a considerar e exportação dos valores para tabelas.

B. Manual de utilizador para elementos Laje (Shell)

B.1. Definição dos Materiais

B.1.1. Betão

As características do betão a utilizar foram definidas a partir dos seguintes passos:

Comando *Edite* ► *Materials* ► *Show advanced properties* ► *Add new material*
 ► *Modify/Show material properties*

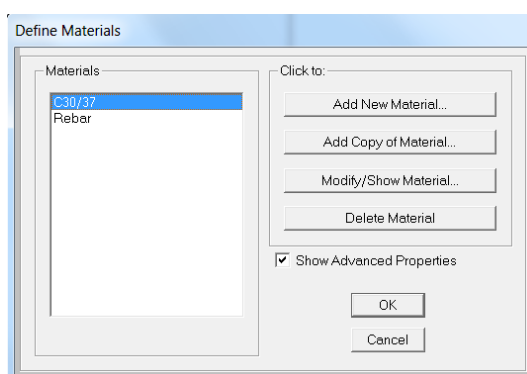


Figura B. 1 – Show advanced properties

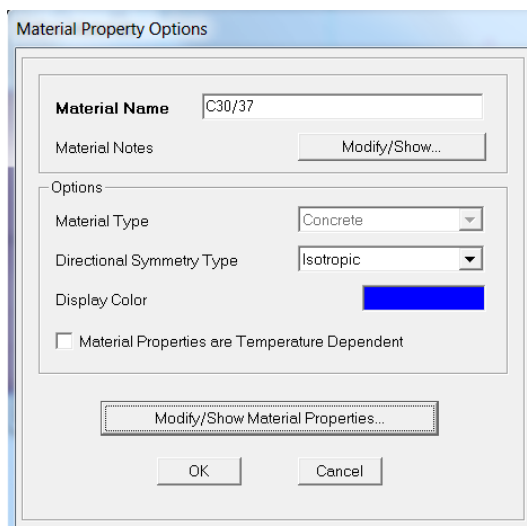
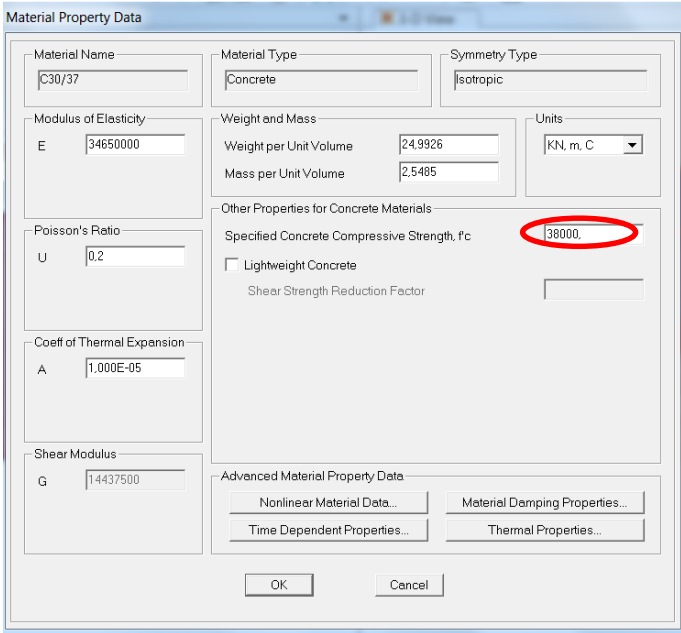


Figura B. 2 – Modify/Show material properties

No menu apresentado anteriormente é necessário definir o tipo de material (*Material type*) e o tipo de simetria direcional (*Directional symmetry type*).

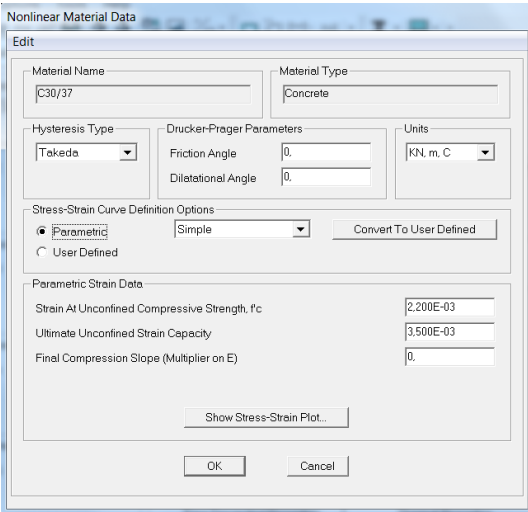
No menu *Material property data* é possível definir todas as características do material em causa. Para o betão em causa, o valor médio da tensão de rotura à compressão é de 38MPa.



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several input fields and sections for defining material properties. The "Material Name" is "C30/37", "Material Type" is "Concrete", and "Symmetry Type" is "Isotropic". The "Modulus of Elasticity" (E) is 34650000. The "Poisson's Ratio" (U) is 0.2. The "Coeff of Thermal Expansion" (A) is 1.000E-05. The "Shear Modulus" (G) is 14437500. The "Weight and Mass" section includes "Weight per Unit Volume" (24.9926) and "Mass per Unit Volume" (2.5485). The "Units" are set to "KN, m, C". The "Other Properties for Concrete Materials" section includes "Specified Concrete Compressive Strength, f_c" (38000, circled in red), "Lightweight Concrete" (unchecked), and "Shear Strength Reduction Factor". The "Advanced Material Property Data" section has buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", "Time Dependent Properties...", and "Thermal Properties...". "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom.

Figura B. 3 – Material property data

Para se proceder à contabilização das propriedades não lineares do material é necessário ir ao comando *Nonlinear material data*, definindo-se tensões de rotura e de cedência do betão, bem como respetivas extensões.



The image shows a software dialog box titled "Nonlinear Material Data". It contains several input fields and sections for defining nonlinear material properties. The "Material Name" is "C30/37" and "Material Type" is "Concrete". The "Hysteresis Type" is "Takeda". The "Drucker-Prager Parameters" section includes "Friction Angle" (0) and "Dilatational Angle" (0). The "Units" are set to "KN, m, C". The "Stress-Strain Curve Definition Options" section has "Parametric" selected, "Simple" chosen, and a "Convert To User Defined" button. The "Parametric Strain Data" section includes "Strain At Unconfined Compressive Strength, f_c" (2.200E-03), "Ultimate Unconfined Strain Capacity" (3.500E-03), and "Final Compression Slope (Multiplier on E)" (0). A "Show Stress-Strain Plot..." button is present. "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom.

Figura B. 4 – Nonlinear material data

Para a definição das propriedades não lineares é necessário definir o tipo de modelo histerético (*Hysteresis type*) e a curva de tensão-deformação (*Stress-Strain Curve definition data*).

A definição dos parâmetros de deformação (*Parametric Strain data*) é feita com recurso ao Quadro 3.1 do EC2 [64], definindo-se a extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima, e a extensão última do betão à compressão.

Após definidos estes parâmetros, é necessário converter a curva para definição do utilizador (*Convert to user defined*), onde se poderá visualizar os pontos que definem a respetiva curva de tensão-deformação, bem como o respetivo gráfico.

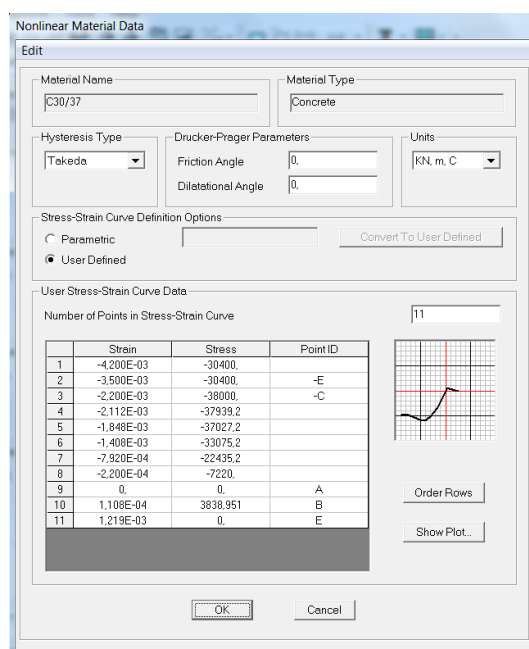


Figura B. 5 – Nonlinear material data – Definição da curva tensão-deformação

B.1.2. Aço

A definição deste material é feita de forma idêntica à realizada, anteriormente, para o betão. Deste modo, é necessário prosseguir com os seguintes passos:

Define ► *Materials* ► *Show advanced properties* ► *Add new material* ► *Modify/Show material properties*

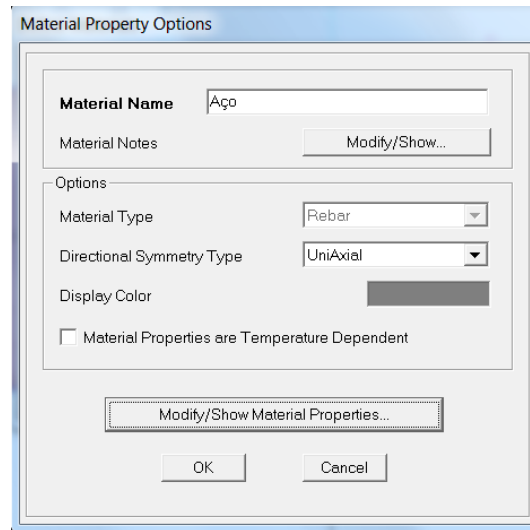


Figura B. 6 – Modify/Show material properties

No menu apresentado anteriormente é necessário definir o tipo de material (*Material type*) e o tipo de simetria direcional (*Directional symmetry type*). Neste caso, considerando-se o aço com um comportamento uniaxial.

Em termos de características do material, estas podem ser definidas no menu *Material property data*, conforme figura seguinte.

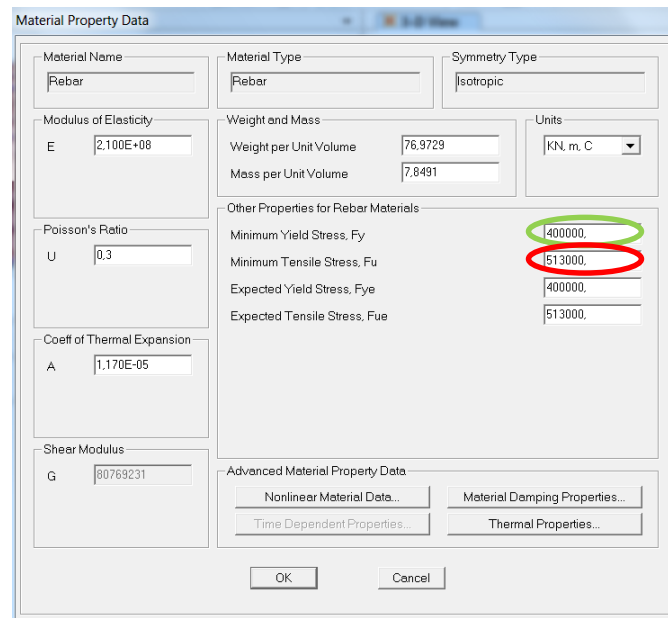


Figura B. 7 – Material property data

A definição dos parâmetros para o aço (*Other properties for rebar materials*) são feitos com recurso ao Quadro C.1 do EC2 [64] e com recurso a valores obtidos nos ensaios de tração simples efetuados por PIPA [69], conforme demonstrado no ponto 3.6.2.2 do presente trabalho, sendo que, a tensão de cedência do aço apresenta um valor de 400000 kPa e a tensão última do aço apresenta um valor de 513000 kPa.

Para se proceder à contabilização das propriedades não lineares do material é necessário recorrer ao comando *Nonlinear material data*.

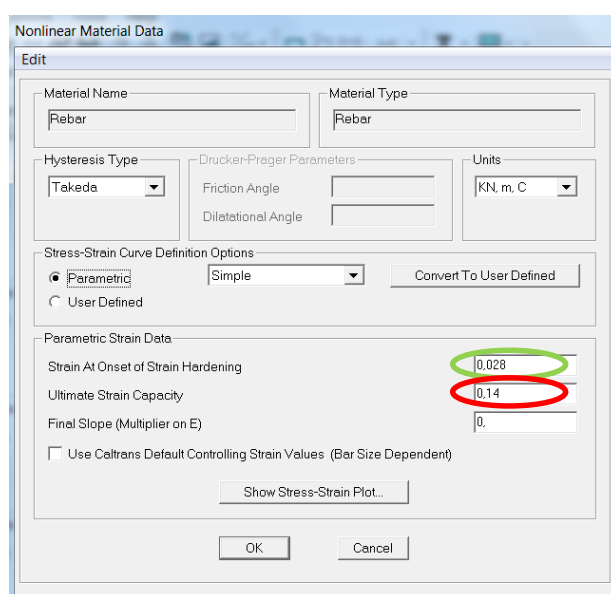


Figura B. 8 – Nonlinear material data

Neste comando é necessário definir o tipo de modelo histerético (*Hysteresis type*), os parâmetros da curva de tensão-deformação (*Stress-Strain Curve definition data*) e os valores característicos da extensão de cedência e da extensão do aço à tensão máxima, sendo que, que a extensão última do aço corresponde a um valor de 14% e a extensão inicial de endurecimento do aço corresponde a um valor de 2,8%, conforme demonstrado no ponto 3.6.2.2 do presente trabalho.

Após definidos estes parâmetros, é necessário converter a curva para definição do utilizador (*Convert to user defined*), onde se poderão visualizar os pontos que definem a respetiva curva de tensão-deformação, bem como o respetivo gráfico.

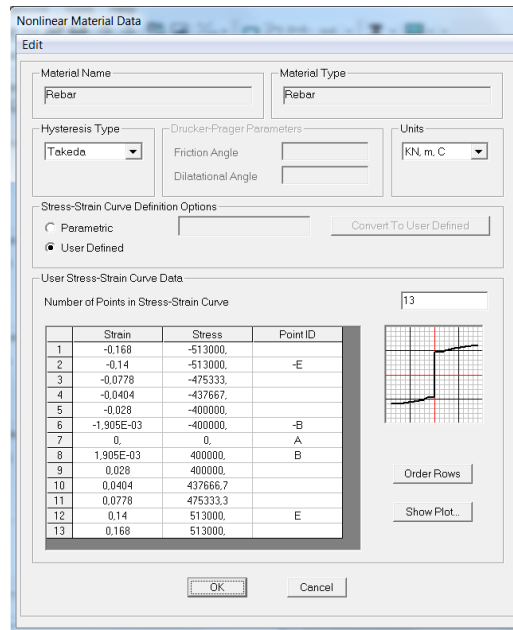


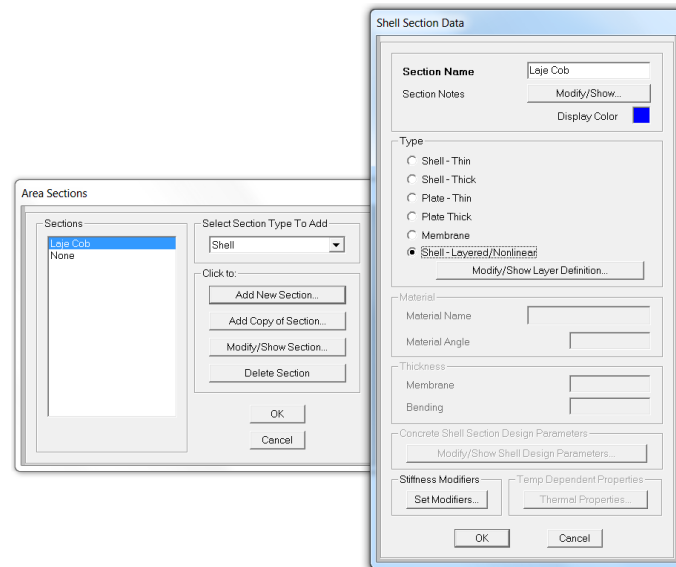
Figura B. 9 – Nonlinear material data – Definição da curva tensão-deformação

B.2. Definição das secções

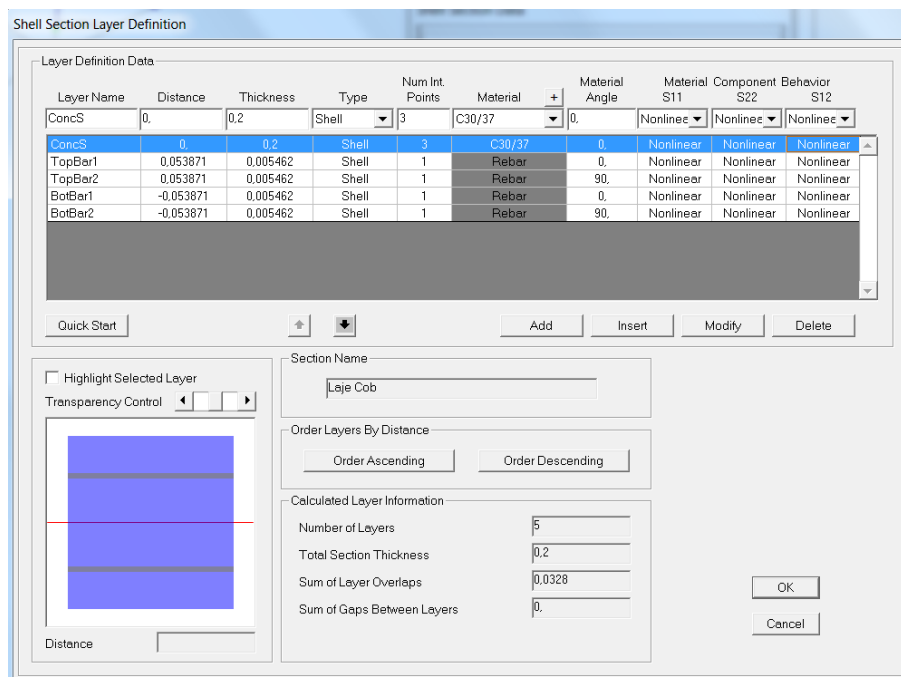
Na definição das secções dos elementos estruturais é essencial definir os vários materiais que definem estes elementos, bem como os locais onde estão posicionados os mesmos, considerando o comportamento não linear das secções.

Deste modo, é necessário prosseguir com os seguintes passos:

Define ► Section properties ► Area Sections ► Add new section


Figura B. 10 – Definição das secções

Seguidamente define-se a seção a partir da consideração dos materiais betão e aço e da localização dos mesmos na secção transversal. Esta definição poderá ser feita a partir da definição manual de Layers ou a partir da opção Quick Start que permite uma definição rápida dos respetivos parâmetros, como se pode ver na figura B.11 e B.12.


Figura B. 11 – Definição da seção da laje.

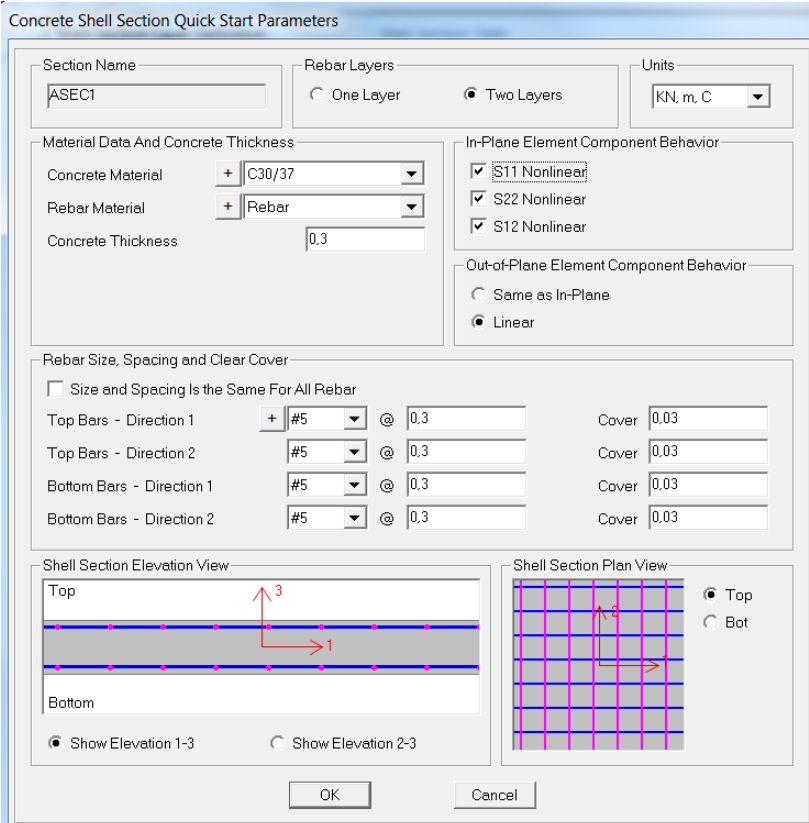


Figura B. 12 – Definição da seção da laje a partir do menu Quick Start.

No menu *Quick Start* é, deste modo, possível definir os tipos de materiais a usar, os diâmetros das armaduras longitudinais e transversais, superiores e inferiores e, considerar o comportamento não linear nos elementos, conforme figura anterior.

A consideração das armaduras da laje pressupõe o seu conhecimento prévio quando estamos a estudar edifícios existentes.

B.3. Definição das cargas e restante modelação

A definição de cargas é feita tendo em conta o explicado no Anexo A.

B.4. Análise de Resultados

A análise de resultados é realizada da mesma forma que se encontra descrita no Anexo A.

C. Características da ação sísmica

As tabelas seguintes foram retiradas do EC 8 [60], sendo essenciais para o desenvolvimento do trabalho.

Tabela C. 1 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2 (Quadro NA 3.3 do EC 8)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

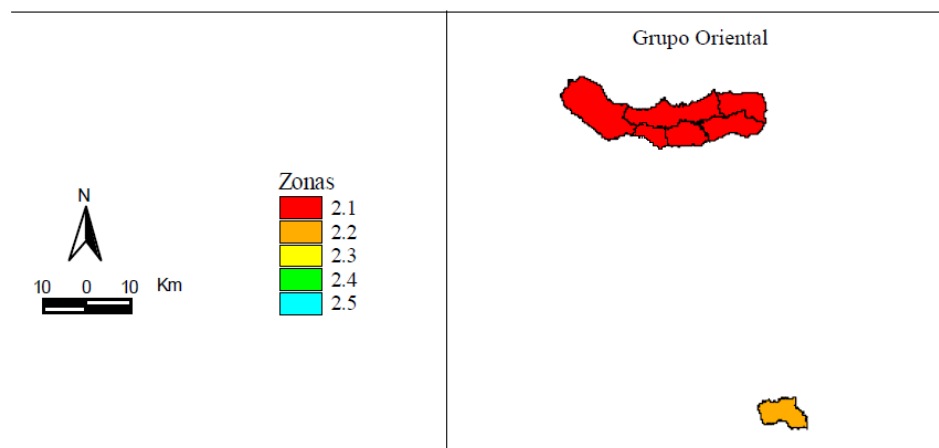


Figura C. 1 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores, para ação sísmica Tipo 2 (Figura NA.III do EC 8)

Tabela C. 2 – Classes de importância para edifícios (Quadro 4.3 do EC 8)

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela C. 3 – Coeficientes de importância, γ_1 (Quadro NA.II do EC 8)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Tabela C. 4 – Definição do zonamento sísmico (Anexo NA.I do EC 8)

Arquipélago dos Açores		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s ²)
	Ilha de São Miguel		
4205	Ribeira Grande	2.1	2.5

Tabela C. 5 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , para sistemas regulares em altura (Quadro 5.1 do EC 8)

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

D. Representação da estrutura em 3D e representação do nó de controlo

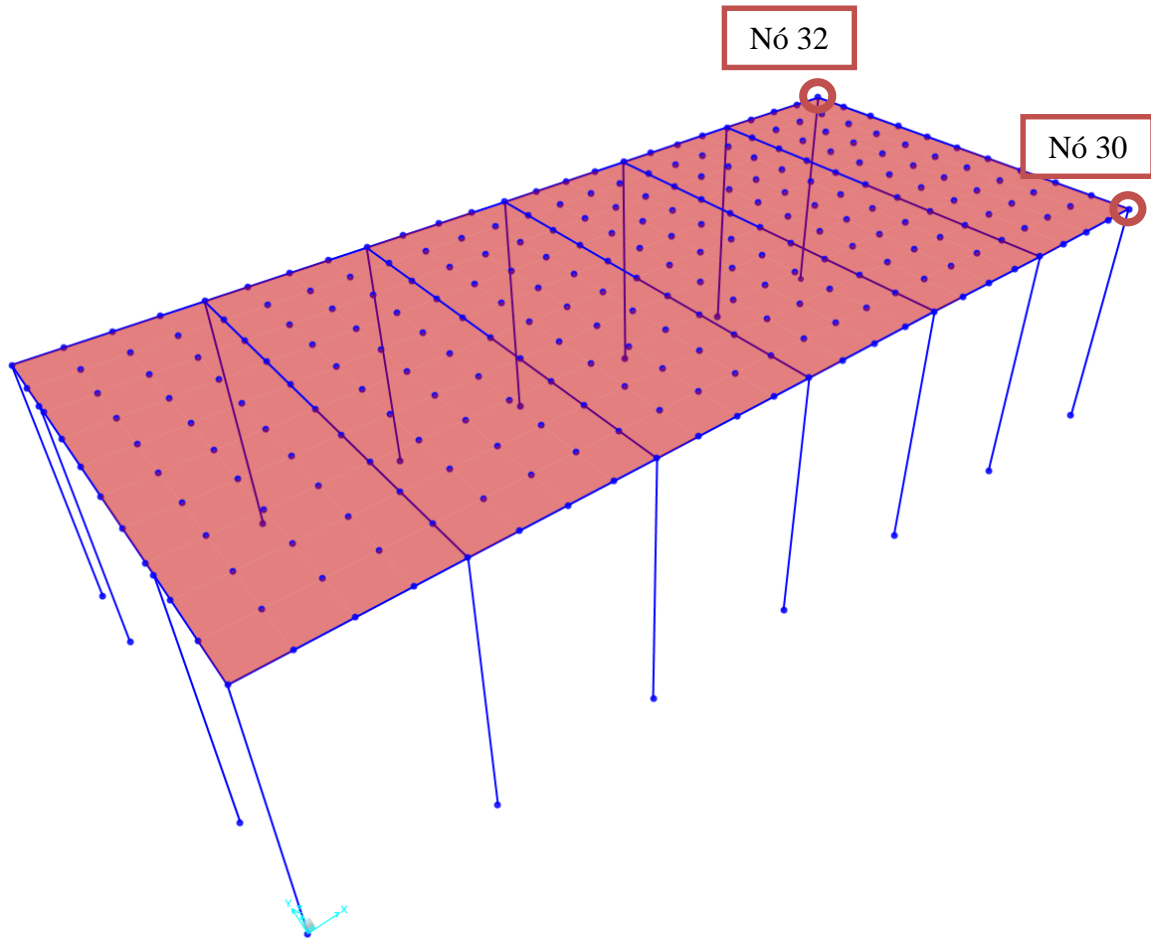


Figura D. 1 – Representação da estrutura em modelo 3D e indicação do nó de controlo.