



David Adriano Lourenço Espadinha

Licenciado em Engenharia Civil

Influência das paredes de alvenaria não estruturais no modo de rotura de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Doutor Rui Pedro César Marreiros, Professor Auxiliar, FCT UNL

Júri

Presidente: Doutor Eduardo S. R. G. Cavaco, Professor Auxiliar, FCT UNL

Arguentes: Doutor José Nuno Varandas Ferreira, Professor Auxiliar, FCT UNL

Vogais: Doutor Rui Pedro César Marreiros, Professor Auxiliar, FCT UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro, 2019

Influência das paredes de alvenaria não estruturais no modo de rotura de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica

Copyright © David Adriano Lourenço Espadinha, Faculdade de Ciências e Tecnologia e Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

O leitor não iria ter a oportunidade de ler este texto, sem o contributo das pessoas e conjuntos de pessoas mencionadas de seguida.

À família. Em particular aos dois grandes pilares da minha educação, Maria dos Anjos e Arminda Alves;

Aos colegas de faculdade. Das salas de aula, dos trabalhos práticos, das trocas de ideias, do convívio e da amizade, em particular, a Ricardo Cordeiro que me acompanhou desde o minuto 0 desta caminhada académica, ao Diogo, ao Daniel e ao Pedro, pelas opiniões pertinentes que foram de grande ajuda para o trabalho desenvolvido nesta dissertação;

Aos Amigos e “suas eminências”. Aos que caminharam comigo até à faculdade e aos que vieram de seguida durante o percurso académico. A boa disposição foi das ajudas mais significativas, a companhia e um bom conselho são os melhores remédios para prosseguir com objectivos;

Aos professores do DEC, em a particular ao orientador desta dissertação, Rui Marreiros, pela visão e criatividade na abordagem de problemas, sempre disponível, paciente e mais importante, nunca dispensou um bom conselho:

OBRIGADO A TODOS!

Resumo

As paredes de alvenaria sem funções resistentes são geralmente desprezadas na análise e dimensionamento de projecto de estruturas. No entanto estudos têm demonstrado que, para acções horizontais, estes elementos contribuem de forma significativa para o comportamento das estruturas. Especial importância deverá ser dada a edifícios em que a rigidez e/ou a resistência de um dos pisos, contrasta com o que ocorre nos restantes, como é o caso em que, o piso inferior é dedicado a lojas ou escritórios, com grandes vãos envidraçados e poucas paredes divisórias, com os restantes pisos dedicados a habitação, podendo criar o que se designa habitualmente de *Soft Storey*, que leva à rotura precoce desse piso.

Nesta dissertação exploram-se os tipos de mecanismo de rotura mais frequentes em edifícios de betão armado, focando particularmente no mecanismo do tipo *Soft Storey*, tendo em conta as alvenarias. São também expostos os procedimentos de cálculo contemplados nas Normas Europeias para o dimensionamento de edifícios de betão armado para acções sísmicas.

O objectivo do trabalho desenvolvido, consiste em compreender o comportamento das estruturas reticuladas de betão armado, tendo em consideração as alvenarias, bem como a metodologia de modelação das mesmas recorrendo ao método da biela diagonal equivalente. Para tal, foi realizado um estudo numérico onde se considerou um edifício com geometria regular, contemplando a modelação dos elementos de parede para diferentes situações. A análise realizada foi do tipo *Pushover*, e da análise dos dados obtidos, avaliou-se a importância das alvenarias no modo de rotura de estruturas.

Dos resultados obtidos é legítimo afirmar que os preenchimentos de alvenaria, em pórticos de betão armado, influenciam a capacidade resistente das estruturas, e podem alterar o mecanismo de rotura dos edifícios, dependendo da resistência dos preenchimentos.

Palavras Chave:

Análise *Pushover*, *Soft Storey*, mecanismo, parede de alvenaria, Biela Diagonal Equivalente, rótula plástica.

Abstract

Masonry walls without resistant properties are generally not take into account in project of structures analysis and sizing. Nevertheless, studies had demonstrated that concerning horizontal loads, these elements have a meaningful contribute for the reinforced concrete structures behaviour. Special relevance must be given to buildings where its stiffness and/or one storey's stiffness contrasts with what occurs in the remaining, such as the lower floor dedicated for stores or offices with large glazed facade gaps and few division walls, as the remaining are housing floors, giving the possibility to create what is commonly designated as Soft Storey, which leads to early collapse of the storey.

This dissertation explores the most frequent mechanism types in buildings, focusing particularly on the Soft Storey mechanism taking into account masonry walls. Also exposes the calculus procedures contemplated on the European Standards for reinforced concrete structures sizing for seismic demand.

The purpose of the work developed, consists in understand structures behaviour taking into account masonry walls, as well as methodologies available in the bibliography for its modulation. For that end, a numerical study was developed considering a building with regular geometry, contemplating modulation of the masonry elements for different situations. The analysis performed was of Pushover type, and with the analysis of its obtained data, the importance of masonry walls in structures collapse was appraised.

Giving the obtained results, it is legitimate to state that masonry infills, in reinforced concrete gantries, have influence resistance capacity of structures, and may alter the rupture mechanism of the building, depending on the strength of the infill.

Keywords:

Pushover analysis, Soft Storey, mechanism, masonry wall, diagonal equivalent strut, plastic hinge.

Índice

| | |
|---|-----------|
| AGRADECIMENTOS | V |
| RESUMO..... | VII |
| ABSTRACT..... | VIII |
| ÍNDICE..... | IX |
| LISTA DE FIGURAS | XIII |
| LISTA DE TABELAS | XV |
| 1. INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 1.1 -Temática | 1 |
| 1.2 - Problemática | 2 |
| 1.3 - Objectivos | 3 |
| 1.4 - Considerações Gerais..... | 4 |
| 1.5 - Estrutura da Dissertação | 4 |
| 2. MECANISMOS DE ROTURA E MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA | 5 |
| 2.1 - Introdução..... | 5 |
| 2.2 - Tipologias de Mecanismos de Rotura em Estruturas..... | 6 |
| 2.3 - Mecanismo do tipo <i>Soft Storey</i> | 7 |
| 2.4 – Métodos de análise sísmica..... | 7 |
| 2.4.1 - Análise por Espectro de Resposta - Análise Modal..... | 8 |
| 2.4.1.1 - Combinações das respostas modais | 9 |
| 2.4.2 - Análise Estática Não-Linear - <i>Pushover</i> | 10 |
| 2.4.3 - Ductilidade global e local | 12 |
| 3. CARACTERÍSTICAS E COMPORTAMENTO DE ALVENARIAS..... | 13 |
| 3.1 - Introdução..... | 13 |
| 3.2 - Influência de paredes de alvenaria na resistência global de edifícios | 13 |
| 3.3 - Enquadramento com o EC8[4] | 14 |
| 3.4 - Modelação numérica de paredes de alvenaria | 15 |
| 3.4.1 - Biela Diagonal Equivalente de Mainstone | 15 |

| | | |
|---------|--|----|
| 4. | APRESENTAÇÃO E DIMENSIONAMENTO BASE DO CASO DE ESTUDO | 18 |
| 4.1 | - Introdução..... | 18 |
| 4.2 | - Geometria e Envolvente | 19 |
| 4.3 | - Materiais..... | 21 |
| 4.4 | - Pré-Dimensionamento..... | 22 |
| 4.5 | - Considerações de fendilhação..... | 23 |
| 4.6 | - Definição de acções e combinações de acções | 23 |
| 4.6.1 | - Combinações de acções | 24 |
| 4.6.2 | - Zonamento sísmico | 24 |
| 4.6.3 | - Espectros de resposta | 25 |
| 4.7 | - Dimensionamento segundo a análise modal - sem verificação à flexão desviada. | 27 |
| 5. | MODELAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS..... | 36 |
| 5.1 | - Introdução..... | 36 |
| 5.2 | - Modelo Base - MB | 36 |
| 5.2.1 | - Modelação dos materiais | 36 |
| 5.2.2 | - Modelação de fundações | 38 |
| 5.2.3 | - Modelação de Lajes | 38 |
| 5.2.4 | - Definição de secções dos elementos de barra e restrições..... | 39 |
| 5.2.4.1 | - Restrições..... | 39 |
| 5.2.4.3 | - Considerações de fendilhação | 42 |
| 5.2.4.4 | - Acções Impostas | 42 |
| 5.2.4.5 | - Resultados | 42 |
| 5.3 | - Modelação dos Modelos considerando paredes de alvenaria exteriores para a análise Pushover | 45 |
| 5.3.1 | - Modelo RB_PT..... | 45 |
| 5.3.2 | - Modelo RB_SPO | 53 |
| 5.3.4 | - Modelo RE_PT | 56 |
| 5.3.6 | - Modelo RE_SP1..... | 61 |
| 5.4 | - Análise comparativa | 62 |
| 5.4.1 | - Análise Xaccel | 63 |
| 5.4.2 | - Análise Xmode | 65 |
| 5.4.3 | - Análise Yaccel e Ymode | 67 |
| 6 | CONCLUSÕES..... | 70 |
| | BIBLIOGRAFIA..... | 72 |
| | Anexo A – Dimensionamento do Modelo Base | 77 |
| A.1 | - Pilares..... | 78 |
| A.2 | - Vigas..... | 80 |

| | |
|--|-----------|
| Anexo B – Rótulas Plásticas | 85 |
| B.1 – Pilares | 85 |
| B.2 – Vigas | 90 |

Lista de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Exemplos de Edifícios <i>Soft Storey</i> . a) Índia, b) Nepal, c) Nova Zelândia adaptado de [1] | 2 |
| Figura 2 - Exemplos de mecanismos do tipo <i>Soft Storey</i> devido à ocorrência de sismos. a) Califórnia, EUA 1971, b) Tailândia 1999, c) Turquia 1999, adaptado de [2] | 3 |
| Figura 3 - Tipologias de mecanismos em estruturas. a) mecanismo por Rotura em Vigas; b) mecanismos <i>Soft Storey</i> ; c) mecanismo com combinação de rótulas plásticas e rotura por esforço transverso. Adaptado de [6] | 6 |
| Figura 4 - Esquema de Esforços perante uma acção horizontal genérica. a) esforço de compressão nas paredes, b) forças de inércia do piso, c) Resultante de esforços no topo dos pilares do piso térreo, d) reacções nas bases dos pilares | 7 |
| Figura 5 - a) Distribuição Vertical de forças horizontais {P} correspondentes à deformada { ϕ }; b) Curva de Capacidade. Adaptado de [8], [9] | 10 |
| Figura 6 - Biela Diagonal Equivalente – adaptado de [10] | 16 |
| Figura 7 - Planta de piso corrente | 19 |
| Figura 8 - Pórtico na direcção X do Modelo Base | 20 |
| Figura 9 - Pórticos na direcção Y do Modelo Base. a) Pórtico Interiores, b) Pórtico Exterior | 20 |
| Figura 10 – Isometria do Modelo Base..... | 21 |
| Figura 11 - Zonamento sísmico em Portugal (extraído de [4]) | 24 |
| Figura 12 - Espectro de resposta de cálculo | 27 |
| Figura 13 Modelo Constitutivo do Betão de Classe C30/37 | 37 |
| Figura 14 - Modelo Constitutivo do Aço A500NR | 38 |
| Figura 15 - Secção do pilar P1.1.i na ferramenta <i>Section Designer</i> | 39 |
| Figura 16 - Momento vs Curvatura para a secção do pilar P1 | 40 |
| Figura 17 - Rótula Plástica do arranque do pilar P1 no piso 0 | 41 |
| Figura 18 - Deformadas para a análise Xmode do modelo MB..... | 43 |
| Figura 19 - Curva de Capacidade Vs esforços de momento flector nas rótulas plásticas de pilares | 44 |
| Figura 20 - Esquema modelo RB_PT. Pórtico exterior na direcção X | 46 |

| | |
|---|----|
| Figura 21 - Tijolo furado 30x20x11cm, retirado do catálogo do fabricante PROCERAM | 47 |
| Figura 22 - Esquema de um pórtico genérico. Adaptado de [10] | 48 |
| Figura 23 – Diagrama F-d da resposta ao esforço axial de escoras em pórticos na direcção x | 50 |
| Figura 24 - Curva de Capacidade do modelo RB_PT - <i>Xaccel</i> | 51 |
| Figura 25 - Deformadas do modelo RB_PT para os pontos a), b), c), d) e e) | 52 |
| Figura 26 - Curva de Capacidade do modelo RB_SPO - <i>Xaccel</i> | 53 |
| Figura 27 - Deformadas do modelo RB_SPO para os pontos a), b), c), d) e e) | 54 |
| Figura 28 - Curva de Capacidade Modelo RB_SP1 - <i>Xaccel</i> | 55 |
| Figura 29 - Deformadas do modelo RB_SPO para os pontos a), b), c), d) e e) | 56 |
| Figura 30 - Curva de Capacidade Modelo RE_PT - <i>Xaccel</i> | 58 |
| Figura 31 - Deformadas do modelo RB_SPO para os pontos a), b), c), d) e e) | 59 |
| Figura 32 - Curva de Capacidade Modelo RE_SPO - <i>Xaccel</i> | 60 |
| Figura 33 - Deformadas do modelo RB_SPO para os pontos a), b), c), d) e e) | 60 |
| Figura 34 - Curva de capacidade modelo RE_SP1 – <i>Xaccel</i> | 61 |
| Figura 35 - Deformadas do modelo RB_SPO para os pontos a), b), c), d) e e) | 62 |
| Figura 36 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - <i>Xaccel</i> | 64 |
| Figura 37 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - <i>Xmode</i> | 66 |
| Figura 38 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - <i>Yaccel</i> | 68 |
| Figura 39 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - <i>Ymode</i> | 69 |

Lista de Tabelas

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Propriedades mecânicas para o betão C30/37 e aço A500NR | 21 |
| Tabela 2 - Acelerações máximas de referência em Portugal (extraído de [4]) | 25 |
| Tabela 3 - Propriedade dos Materiais que constituem um pórtico | 47 |
| Tabela 4 – Geometria de um pórtico intermédio na direcção X..... | 48 |
| Tabela 5 - Geometria de um pórtico de extremidade na direcção X..... | 48 |
| Tabela 6 -Geometria de um pórtico na direcção Y | 48 |
| Tabela 7 - Cálculo da espessura da biela diagonal equivalente num pórtico intermédio na direcção X..... | 49 |
| Tabela 8 - Cálculo da espessura da biela diagonal equivalente num pórtico de extremidade na direcção X..... | 49 |
| Tabela 9 - Cálculo da espessura da biela diagonal num pórtico na direcção Y | 49 |
| Tabela 10 - Parâmetros para secções plásticas axiais das paredes nas direcções X e Y..... | 49 |
| Tabela 11 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 24..... | 51 |
| Tabela 12 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 26..... | 53 |
| Tabela 13 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 28..... | 55 |
| Tabela 14 - Parâmetros para scções plásticas axiais dos das paredes nas direcções X e Y dos modelos com paredes de resistência elevada | 58 |
| Tabela 15 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 30..... | 58 |
| Tabela 16 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 32..... | 60 |
| Tabela 17 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 34..... | 61 |
| Tabela 18 - Força e deslocamento da análise <i>Xaccel</i> , para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4) | 64 |
| Tabela 19 - Força e deslocamento da análise <i>Xmode</i> , para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4) | 66 |

| | |
|---|----|
| Tabela 20 - Força e deslocamento da análise <i>Yaccel</i> , para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4) | 68 |
| Tabela 21 - Força e deslocamento da análise <i>Ymode</i> , para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4) | 69 |



1. INTRODUÇÃO

1.1 -Temática

O tempo é um factor incontornável em qualquer área de estudo e a engenharia não é exceção. Desde o nascimento das primeiras civilizações, antes do nascimento da Engenharia civil, que os responsáveis por pensar as primeiras estruturas se debateram com os efeitos do tempo no envelhecimento das mesmas, e procuraram as melhores soluções para mitigar as suas consequências, seja por utilização de materiais de melhor qualidade, ou melhorando as soluções e as técnicas utilizadas. São conhecidos mundialmente exemplos de sucesso neste desafio de aos efeitos do tempo, como as Pirâmides de Gizeh ou a Grade Muralha da China. Nos dias de hoje para além da preocupação em garantir a durabilidade das estruturas, tem se vindo a dar especial atenção para a mitigação de danos nas estruturas, provocados por efeitos repentinos, que acontecem em períodos de tempo reduzidos. Esta problemática consiste em eventos extremos normalmente provocados pela natureza tais como sismos. É difícil quantificar as perdas anuais de vidas humanas, perda de património ou prejuízos económicos devido a este tipo de eventos, portanto, é importante investigar e melhorar as técnicas utilizadas na construção civil de forma contínua.

Nesta dissertação será abordada a importância dos elementos de alvenaria nas estruturas e a sua influência no modo de rotura de edifícios sujeitos à acção sísmica, dando particular relevância à rotura por mecanismos do tipo *Soft Storey*. Este tipo de mecanismo ocorre tipicamente em edifícios nos quais existe um piso de menor rigidez, conferindo um diferencial significativo de resistência entre dois pisos consecutivos, podendo conferir às estruturas mau comportamento perante acções horizontais.

Na Figura 1 mostram-se 3 exemplos de edifícios onde existe um contraste de rigidez do primeiro piso para os restantes, sendo possível que se forme um mecanismo plástico do tipo *Soft Storey* durante um sismo.



Figura 1 - Exemplos de Edifícios *Soft Storey*. a) Índia, b) Nepal, c) Nova Zelândia adaptado de [1]

1.2 - Problemática

Em projeto de estruturas de betão armado, no seu dimensionamento, é muitas vezes desprezada a resistência dos elementos de alvenaria devido a estes terem reduzida capacidade resistente comparativamente ao betão e ao aço, contudo, particularmente falando em ações horizontais, existe uma parcela dos esforços que são transmitidos de piso para piso, por estas paredes através de esforços de compressão.

Este fenómeno altera o comportamento das estruturas, podendo ser prejudicial para edifícios de geometria irregular em altura, por exemplo devido à ausência de paredes de alvenaria exterior num dos pisos. Nestes casos existe um significativo incremento de carga nos pilares associados a estes pisos. Na ocorrência de eventos naturais extremos que imponham forças ou acelerações horizontais nas estruturas, podem-se formar rótulas plásticas nos pilares em pisos de menor resistência global. Caso estes pilares não apresentem ductilidade necessária para acompanhar o deslocamento global do edifício, pode ocorrer colapso por mecanismo do tipo *Soft Storey*. A Figura 2 ilustra exemplos ocorrência deste tipo de mecanismos.

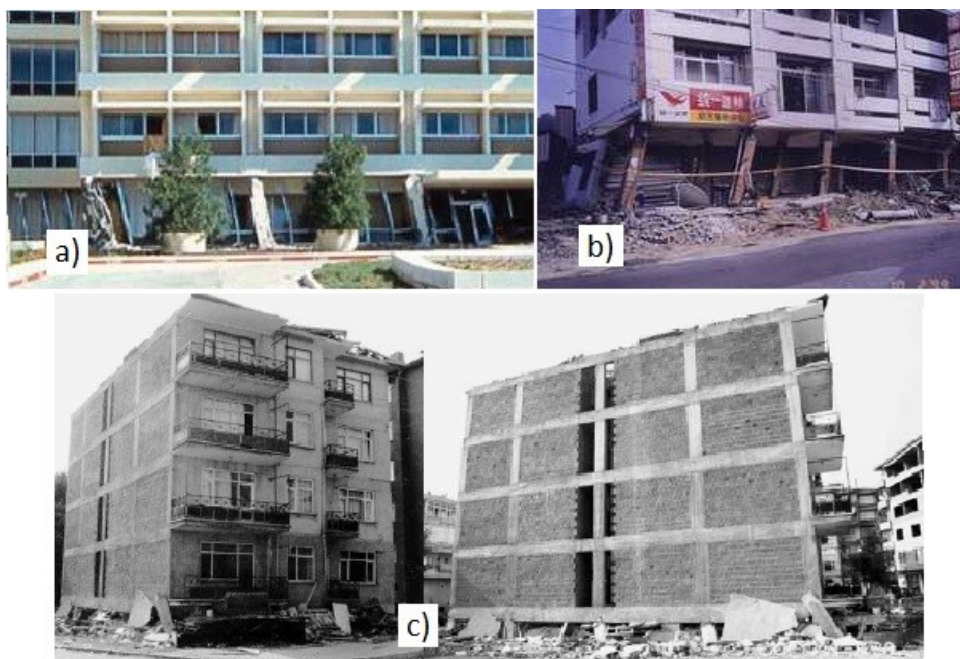


Figura 2 - Exemplos de mecanismos do tipo *Soft Storey* devido à ocorrência de sismos. a) Califórnia, EUA 1971, b) Tailândia 1999, c) Turquia 1999, adaptado de [2]

1.3 - Objectivos

Nesta Dissertação procura-se avaliar o comportamento global em estruturas comparando diversos modos de rotura de edifícios recorrendo a modelação numérica. Assumem-se diferentes pressupostos de modelação e sujeitam-se estes modelos às mesmas acções, para posteriormente avaliar a intensidade da acção imposta face ao deslocamento provocado pela mesma acção. Desta forma, os vários casos de estudo podem ser avaliados tanto ao nível da esbelteza como da ductilidade. Estes modelos diferem pela presença ou não de elementos de parede, no tipo de alvenaria considerada, e variam também na sua distribuição em altura. Procura-se então simular variações de rigidez por forma a verificar se nos casos em que consideramos elementos de alvenaria em todos os pisos, à exceção de um, o mesmo modelo é mais vulnerável à ocorrência de mecanismo do tipo *Soft Storey* face aos outros modelos em que não existem diferenças de rigidez entre pisos.

De forma resumida, o propósito consiste em confirmar a pressuposta susceptibilidade de edifícios, com características semelhantes às dos modelos recriados, a acções horizontais, aferir a importância das alvenarias no modo de rotura de edifícios e, a importância da modelação das mesmas em projecto de estruturas de betão armado.

1.4 - Considerações Gerais

Antes de prosseguir, é importante referir que o caso de estudo é considerado como sendo um edifício existente sujeito a análise. No desenvolvimento dos modelos do caso de estudo, foi considerada uma geometria genérica e simplista com dupla simetria, evitando elementos de escada, aberturas em lajes ou em paredes, de modo a que estas nuances não se tornem relevantes para a análise dos resultados obtidos, permitindo assim uma mais objectiva análise dos resultados.

1.5 - Estrutura da Dissertação

A presente Dissertação organiza-se da seguinte forma:

No **Capítulo 1**, é feita uma introdução geral do âmbito da dissertação, apresenta-se a temática e a problemática e, são também definidos os objectivos.

No **Capítulo 2** expõem-se distintas tipologias de mecanismos em estruturas dando especial ênfase ao mecanismo do tipo *Soft Storey*, são enumerados os métodos de análise sísmica mais correntes com especial foco às metodologias utilizadas no âmbito desta dissertação

No **Capítulo 3** são abordados os elementos de alvenaria, da sua importância na resistência de edifícios, do seu enquadramento na Norma Europeia, e metodologias para a sua modelação

No **Capítulo 4** Apresenta-se a geometria e os materiais utilizados no Modelo Base seguido da exposição da metodologia proposta pelos regulamentos normativos, nomeadamente o Eurocódigo 2 (EC2) [3] e o Eurocódigo 8 (EC8) [4].

No **Capítulo 5** numa primeira abordagem descreve-se a metodologia adoptada no *software SAP2000* [5], para a concepção dos modelos em análise. Numa segunda fase é feita a análise de resultados.

No **Capítulo 6** são apresentadas as conclusões.

2. MECANISMOS DE ROTURA E MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA

2.1 - Introdução

Quando falamos na prevenção e preparação dos edifícios para situações sísmicas, não só se procura evitar o colapso total o parcial das mesmas, mas também minimizar os prejuízos resultantes destes eventos. Na ocorrência de sismos, de média ou grande magnitude, mesmo evitando a perda de vidas humanas, as sociedades ficam suscetíveis a crises e económicas que poderão não ser sustentáveis, devido a elevados danos nas várias tipologias de edifícios, seja por elevado número de desalojados, ou por danos graves em infraestruturas essenciais como hospitais ou vias de comunicação.

No presente capítulo apresentam-se diferentes tipos de mecanismos em estruturas de betão armado associados a eventos sísmicos, fazendo especial evidência a roturas associadas a mecanismos do tipo *Soft Storey* e, às tipologias de edifícios com maior suscetibilidade da sua ocorrência. Procura-se também aferir qual o papel dos painéis de paredes de alvenaria na resistência global em estruturas de betão armado, ao passo que se apresenta o trabalho desenvolvido por diversos autores neste âmbito, com especial foco para a modelação das alvenarias de acordo com o seu comportamento espectral.

2.2 - Tipologias de Mecanismos de Rotura em Estruturas

De acordo com [6], “O mecanismo para deslocamentos não lineares em estruturas é determinado pela resistência relativa em cada membro e a acção que afecta a estrutura. Uma análise plástica não linear pode ser utilizada para determinar o mecanismo associado.” A formação de mecanismos em estruturas consiste na perda de rigidez das secções dos seus elementos estruturais as quais quando sujeitas a deformações para além da sua capacidade em regime elástico, plastificam continuando a deformar-se em regime plástico até à sua rotura total. Esta perda de rigidez é devida à formação de rótulas plásticas ou por rotura de corte.

Na Figura 3 mostram-se 3 diferentes possíveis mecanismos de ocorrência mais comum em estruturas. À esquerda, na Figura 3 a) temos um esquema de mecanismo formado pela ocorrência de rótulas plásticas nas secções dos elementos de viga, o qual é caracterizado por uma rotura dúctil. Este tipo de rotura é dentre os três o mais desejável por ser o mais dúctil, permitindo para o mesmo nível de ductilidade local das secções, maiores deslocamentos totais na estrutura. Na Figura 3 b) pode-se verificar um esquema de um mecanismo plástico formado por rótulas plásticas concentradas num só piso. Já na Figura 3 c), temos um exemplo da formação de um mecanismo caracterizado pela combinação entre rótulas plásticas de flexão e roturas por esforço transversal em secções, sendo estas últimas roturas frágeis e de rápida perda de resistência dos elementos estruturais. Nesta Dissertação dá-se especial atenção em mecanismos caracterizados pela formação de rótulas plásticas, estudam-se particularmente o caso esquematizado na Figura 3 b) que daqui para a frente iremos designar como mecanismo do tipo *Soft Storey*.

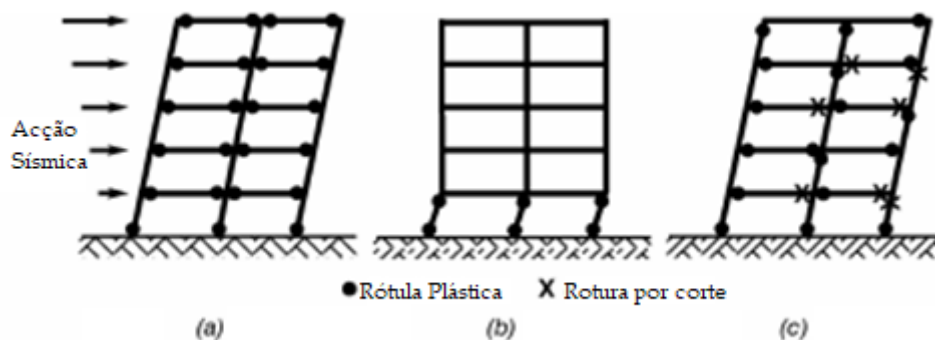


Figura 3 - Tipologias de mecanismos em estruturas. a) mecanismo por Rotura em Vigas; b) mecanismos *Soft Storey*; c) mecanismo com combinação de rótulas plásticas e rotura por esforço transversal. Adaptado de [6]

2.3 - Mecanismo do tipo *Soft Storey*

Os mecanismos do tipo *Soft Storey* tende a acontecer em edifícios com resistência diferenciada de forma significativa entre pisos adjacentes. Embora os elementos de alvenaria que compõe as paredes tenham baixa resistência à compressão, é importante ter em consideração a sua influência em projecto de ou na avaliação das mesmas no comportamento perante acções horizontais. Tal como ilustra a Figura 4, as forças de massa mobilizadas devido a uma acção horizontal genérica, induzem esforços de compressão nas paredes de alvenaria. No caso em que existe homogeneidade em altura quanto à existência ou não de paredes de alvenaria, estes esforços são encaminhados pelas paredes até aos elementos de fundação, mas, no caso da sua inexistência em um dos pisos, os pilares do piso sem paredes recebem um incremento significativo de esforço transversal e flexão, face aos pisos adjacentes, podendo antecipar o aparecimento de rótulas plásticas por se ultrapassar a sua capacidade de carga.

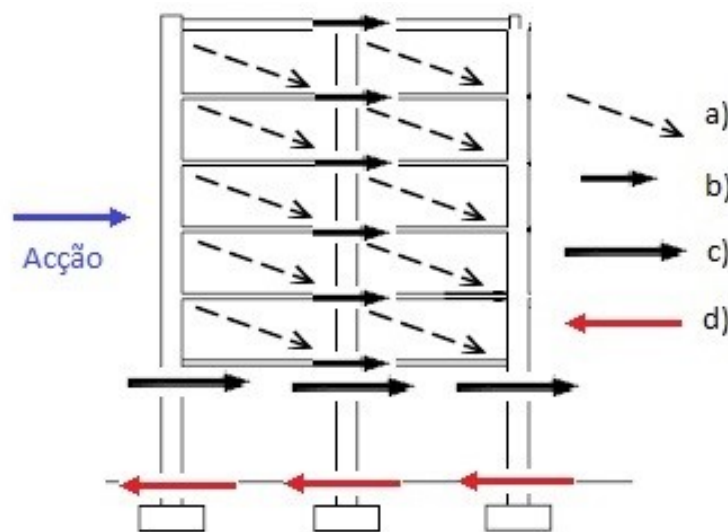


Figura 4 - Esquema de Esforços perante uma acção horizontal genérica. a) esforço de compressão nas paredes, b) forças de inércia do piso, c) Resultante de esforços no topo dos pilares do piso térreo, d) reacções nas bases dos pilares

2.4 - Métodos de análise sísmica.

O EC8 [4], no que diz respeito a regulamentação sísmica, sugere distintos métodos de análise que se dividem em dois grupos e, cada grupo por sua vez divide-se em dois tipos de análises:

1. Análises Elásticas-Lineares:
 - Análises Estáticas por Forças Laterais Equivalentes
 - Análises Modais, por Espectro de Resposta
2. Análises Não-Lineares (permitem avaliar o mecanismo)
 - Análises Estáticas Não-Lineares
 - Análises Dinâmicas Não-Lineares

As do primeiro grupo são as mais indicadas/ utilizadas para o dimensionamento sísmico, enquanto que as do segundo grupo são na prática mais comumente utilizadas na avaliação do desempenho sísmico de estruturas. Nesta dissertação faz-se uma análise do primeiro grupo para o dimensionamento da estrutura do caso de estudo, e recorre-se a uma análise do segundo grupo para aferir o comportamento sísmico. Uma ressalva para o facto de as últimas, as Análises Dinâmicas Não-Lineares, que não são comumente utilizadas na prática de projecto estrutural pela sua complexidade.

De acordo com [7] “Nos últimos anos a ideia que um bom comportamento sísmico garantido com maior sucesso se fosse controlado o nível de deslocamentos, local e global, da estrutura. Novos processos de dimensionamento sísmico começaram a ser propostos por diversos autores, Análises Estáticas Não-Lineares com controlo de deslocamentos (*Pushover*)”.

Dado que o âmbito desta dissertação incide na análise de comportamento de uma estrutura previamente dimensionada, optou-se por uma Análise Modal por Espectro de Resposta para o dimensionamento do Modelo Base e posteriormente, uma Análise Estática Não-Linear (*Pushover*) para avaliação de comportamento do mesmo modelo.

Imediatamente de seguida são elaborados os métodos atrás referidos, que foram utilizados no trabalho prático desenvolvido no âmbito desta dissertação, pelo que se convida o leitor a consultar a Norma Europeia EC8 [4] por forma aprofundar conceitos dos demais métodos de análise sísmica.

2.4.1 - Análise por Espectro de Resposta - Análise Modal

O processo metodológico de seguida desenvolvido pode ser encontrado no art.º 4.3.3.3 (2) P do EC8 [4]. A utilização deste método incide em estruturas nas quais a sua resposta global se prevê ter mais que um modo de vibração relevantes. Para sua utilização correcta devem ser considerados todos os modos em que a sua respectiva massa modal efectiva seja superior ou igual a 5% da massa total. A soma das massas modais efectivas de todos os modos considerados deve ser superior a 90%. Caso estes parâmetros

não se cumpram devem ser considerados um mínimo de k modos de acordo com as equações (2.1) e (2.2).

$$k = 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.1)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (2.2)$$

em que:

- k número de modos a considerar;
- n número de pisos acima das fundações ou de uma eventual cave rígida;
- T_k período de vibração do modo k.

2.4.1.1 - Combinações das respostas modais

Os modos de vibração i e j podem ser considerados como independentes entre si caso se verifique a condição na equação (2.3).

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (2.3)$$

em que T_i e T_j são os períodos associados aos modos i e j respectivamente e $T_j \leq T_i$.

Quando todos os modos relevantes são considerados independentes, o valor máximo E_E do efeito de uma acção sísmica pode ser calculado recorrendo a uma combinação SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*), ou seja, a resposta é a raiz da soma dos quadrados da resposta de cada modo, tal como traduz a equação (2.4).

$$E_E = \sqrt{\sum_N E_{Ei}^2} \quad (2.4)$$

Nos casos em que a condição da equação (2.4) não seja satisfeita deve-se adoptar por uma metodologia mais elaborada como a CQC (*Complite Quadratic Combination*) segundo a equação (2.5).

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} \cdot E_{Ei} \cdot E_{Ej}} \quad , \text{ com } \rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \lambda \xi_j) \cdot \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \lambda (1 + \lambda^2) + 4(\xi_i^2 \xi_j^2) \lambda^2} \quad (2.5)$$

em que:

- E_{Ei} e E_{Ej} contribuição do modo i e j ;
- ξ_i e ξ_j coeficientes de amortecimento dos modos i e j ;
- $\lambda = T_i / T_j$.

2.4.2 - Análise Estática Não-Linear - *Pushover*

No EC8 a Análise Estática Não-Linear é proposta como alternativa à Análise Elástica Linear utilizando o coeficiente de comportamento q . Esta alternativa consiste no cálculo de um deslocamento-alvo que caracteriza a exigência sísmica para um sistema equivalente com um grau de liberdade. Esta metodologia foi inicialmente proposta por Peter Fajfar numa publicação de 1988 [8] com o Método N2.

Não tendo como objectivo aprofundar este método é, no entanto, importante referir a ideia geral do mesmo, incluindo alguns pressupostos fundamentais para a sua compreensão. Embora no trabalho desenvolvido para esta dissertação tenha sido utilizada a formulação de seguida apresentada, somente até ao passo 3, inclusive, apresentam-se de seguida os 6 passos sequenciais que compõem o método N2, por forma a dar a conhecer a ideia geral deste método no seu todo.

1. Modelação da estrutura considerando o comportamento não linear de todos os elementos estruturais;
2. Definição da acção sísmica, por espectro de resposta;
3. Análise *Pushover* e definição de curva de capacidade:
 - a. Assume-se a deformada $\{\phi\}$ correspondente à deformada do modo de deformação com maior participação;
 - b. Determina-se a distribuição vertical das forças laterais (P): (Figura 5a))

$$\{P\} = \{M\}\{\phi\} \quad (2.6)$$

- c. Define-se uma curva $F(KN) - d(m)$ caracterizada como Curva de Capacidade. (Figura 5b));

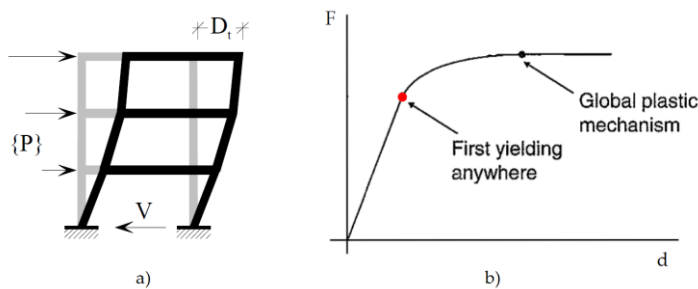


Figura 5 - a) Distribuição Vertical de forças horizontais $\{P\}$ correspondentes à deformada $\{\phi\}$; b) Curva de Capacidade. Adaptado de [8], [9]

4. Definição do sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF), num sistema com um grau de liberdade equivalente (SDOF), nesta transformação, para que seja possível construir as equações (2.9) e 2.10), para um sistema SDOF a partir de um sistema MDOF, o autor utiliza um coeficiente de transformação:

(2.7)

com:

$$m^* = \sum (m_i \cdot \phi_i) \quad (2.8)$$

em que:

Γ coeficiente de transformação;

m_i massa do piso i ;

ϕ_i deslocamento normalizado do piso i ;

m^* massa generalizada do sistema equivalente SDOF

e,

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.9)$$

sendo que o deslocamento do sistema SDOF é dado por:

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.10)$$

em que:

F_b Força de corte basal do sistema MDOF;

d_n deslocamento do nó de controlo do sistema MDOF.

5. Análise do desempenho sísmico do sistema SDOF;
6. Análise do desempenho sísmico do sistema MDOF através do sistema SDOF recorrendo um coeficiente de transformação;
7. Comparação dos valores obtidos com os valores resistentes.

Uma ressalva para o facto de o EC8 recomendar a aplicação de duas distribuições verticais de forças horizontais, uma distribuição igual á referida no passo 3 b) do Método N2 e uma, que consiste na distribuição uniforme proporcional às forças de inércia associadas à massa de cada elemento.

Por forma estabelecer resultados que permitam elaborar análises comparativas, para diferentes edifícios que se diferenciem na quantidade, no tipo, ou na distribuição em altura de painéis de alvenaria em pórticos de elementos de betão armado, o recurso a Análises *Pushover* é adequado no âmbito desta dissertação, por permitir a construção

de Curvas de Capacidade sendo estas a principal base para a análise de resultados mais à frente apresentada no capítulo 5.

2.4.3 - Ductilidade global e local

Na Norma Europeia, o EC8 no art.º 4.4.2.3 [4] refere os princípios que devem ser garantidos para o comportamento dúctil das Estruturas. Este requisitos incidem tanto nos requisitos dos materiais utilizados, como em regras de pormenorização adequadas por forma a que não ocorram rótulas por rotura de esforço transversal, mas também, em “estabelecer uma hierarquia de resistências dos vários componentes estruturais, necessária para garantir a localização pretendida de ocorrência para as rótulas plásticas e para evitar modos de rotura frágil.” [4]

O documento normativo faz ainda a ressalva de “Nos edifícios com vários pisos, deve evitar-se a formação de um mecanismo plástico flexível uma vez que tal mecanismo pode induzir, nas colunas do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas” o que constitui uma referência preventiva à ocorrência de mecanismo do tipo *Soft Storey*.

Por forma a garantir estes requisitos de ductilidade global, o mecanismo plástico que se forma durante a acção sísmica, deve surgir com o aparecimento de rótulas plásticas nas vigas em zonas de ligação aos pilares, em vez de nos elementos verticais de maneira a que se mitigue a possibilidade de colapso.

Para garantir as exigências de ductilidade em estruturas porticadas com mais de dois pisos, o EC8 sugere que se realize a verificação apresentada na equação (2.11).

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.11)$$

em que:

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados num determinado nó;

$\sum M_{Rp}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas no mesmo nó.

Esta condição terá que ser cumprida em todos os nós à exceção dos nós ao nível do topo da estrutura.

3. CARACTERÍSTICAS E COMPORTAMENTO DE ALVENARIAS

3.1 - Introdução

No presente capítulo são abordadas as considerações relacionados com os elementos de alvenaria em edifícios em casos sísmicos presentes na regulamentação Europeia, a sua importância no comportamento global de estruturas e aspectos de modelação.

3.2 - Influência de paredes de alvenaria na resistência global de edifícios

As alvenarias são dos materiais de construção utilizados há mais tempo sendo ainda de uso corrente em todo mundo. Actualmente o recurso a este tipo de elementos é mais comum na execução de paredes não estruturais para o preenchimento de pórticos compostos por elementos estruturais, tipicamente em betão armado, em estrutura metálica ou por elementos pré-fabricados de utilização específica, mas durante centenas de anos este tipo de material foi utilizado em elementos estruturais. Por forma a um enquadramento adequado das alvenarias no âmbito desta dissertação, estas serão abordadas ao longo do documento de acordo com a sua utilização corrente, como elementos de painéis de parede não estruturais.

De acordo com [10] “Contrariamente à prática comum, a presença de painéis de alvenaria influenciam o comportamento geral de estruturas quando sujeitas a forças late-

rais. Quando se considera que os painéis de alvenaria interagem com as barras à sua volta, a resistência lateral e a capacidade de carga lateral das estruturas aumentam largamente”.

Nos últimos 70 anos, diversos autores têm desenvolvido investigação por forma a determinar o comportamento dos painéis de alvenaria em estruturas de betão armado e estruturas metálicas [10]-[12]. Na secção seguinte iremos explorar alguns destes trabalhos, mais direccionados em estimar propriedades geométricas e de resistência dos elementos de alvenaria, bem como metodologias utilizadas para modelação numérica de paredes, centralizando foco na metodologia adoptada para o desenvolvimento do trabalho exposto na presente dissertação.

3.3 - Enquadramento com o EC8[4]

No capítulo “Projecto de edifícios”, o EC8 contempla uma subsecção 4.3.6 [4] que sugere medidas adicionais para estruturas de betão armado ou metálica de alta ductilidade, que no caso de os painéis de enchimento com alvenaria serem considerados como estruturais, e caso façam parte do sistema resistente aos sismos, a análise e o dimensionamento deverão ser efectuados de acordo com as regras para edifícios de alvenaria da mesma norma. Devem ser tidas em conta irregularidades em planta e em altura, incertezas do ponto de vista do comportamento e das propriedades mecânicas das mesmas e, caso não se utilize um método mais rigoroso, devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respectivos pisos. Para irregularidades em altura a acção sísmica deve ser amplificada por um coeficiente de majoração η definido por:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (3.1)$$

Em que:

V_{Rw} redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizados acima dele;

V_{Ed} soma dos esforços transversos de origem sísmica em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado

q coeficiente de comportamento

Portanto, à excepção das irregularidades verticais cujo regulamento quantifica uma medida preventiva, cabe ao Eng.º Civil de forma expedita ou com recurso a análises

numéricas, tais como as propostas mais à frente no capítulo 4 desta dissertação” decidir sobre a relevância das alvenarias.

3.4 - Modelação numérica de paredes de alvenaria

Nesta dissertação foram considerados somente paredes de alvenaria exteriores no plano dos respetivos pórticos, sem aberturas, por forma a simplificar a sua aplicação bem como a interpretação dos resultados a obter.

As paredes de Alvenaria consideradas, em primeira instância, consideram-se como sendo compostas por tijolo tradicional com 2x11 cm de espessura com juntas de argamassa e isolamento higratérmico entre os dois panos de tijolo, sendo esta uma solução de uso corrente a partir dos anos 70 em Portugal de acordo com [13]. Numa segunda abordagem consideram-se preenchimentos de alvenaria com o dobro da resistência, que constitui uma solução construtiva semelhante, com a utilização de elementos de alvenaria com o dobro da densidade, ou o dobro da espessura. Quanto às propriedades mecânicas deste tipo de painéis de alvenaria, verificou-se que a bibliografia disponível não é consensual tanto ao nível dos valores apresentados, como resistência à compressão ou módulo de elasticidade, mas também nos pressupostos e considerações para a modelação numérica. Por forma a ter controlo no nosso modelo experimental, adoptou-se o modelo de concepção mais simplificada e também de frequente utilização por diversos autores [2] e [5], que consiste no Modelo da Biela Diagonal Equivalente de Mainstone [2].

3.4.1 - Biela Diagonal Equivalente de Mainstone

Polyakov, foi um dos autores pioneiros a estudar o comportamento de paredes de alvenaria nos pórticos de betão armado. Na publicação de 1960 [15], Polyakov conclui que quando um pórtico preenchido por parede de alvenaria é sujeito a acções horizontais, os elementos de alvenaria comportam-se como um elemento monolítico, isto é formado por um único elemento esbelto, até ao aparecimento das primeiras fendas na ligação entre o pórtico e as alvenarias. Na ocorrência deste fenómeno, devido à deformação dos pilares, a parede é apertada, provocando esforços de compressão transmitidos na diagonal, de um canto comprimido da parede para o outro, assim, a parede comporta-se como uma biela diagonal tal como ilustra a Figura 6.

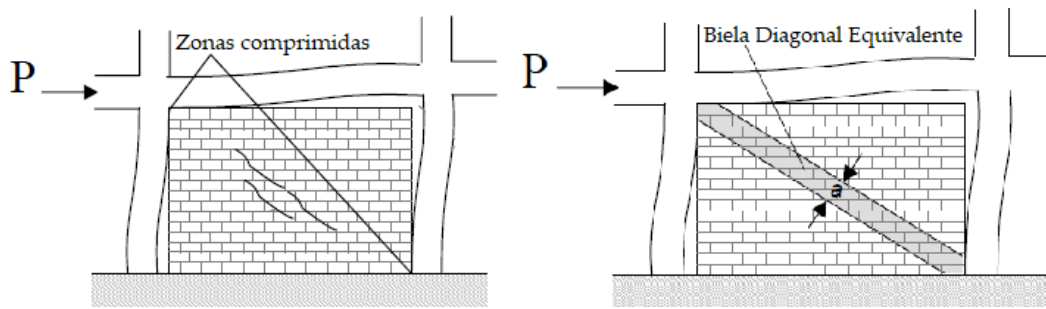


Figura 6 - Biela Diagonal Equivalente - adaptado de [10]

Mais tarde, Stafford-Smith e Carter (1969) [16] por via experimental, concluíram que a resistência do painel de alvenaria depende da resistência dos elementos verticais e das vigas que constituem o pórtico em contacto com as alvenarias, das propriedades mecânicas de ambas a alvenaria e dos elementos de betão. Os autores propõem com a equação (3.2), uma forma para relacionar a rigidez relativa entre painel e elementos de barra λ , com as propriedades anteriormente enumeradas.

$$\lambda = \left[\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_{col} \cdot h} \right]^{1/4} \quad (3.2)$$

em que:

- λ constante que relaciona a rigidez entre parede e pilares;
- H altura do pórtico entre eixos de vigas;
- h altura da parede;
- t espessura da parede;
- θ ângulo da que a biela diagonal equivalente faz com a horizontal;
- E_m módulo de elasticidade da alvenaria;
- E_c módulo de elasticidade do betão;
- I_{col} momento de inércia dos pilares.

Mais tarde baseando-se no trabalho de Smith e Carter, Mainstone [12] propõe que o cálculo da espessura da biela se faça através da equação (3.3).

$$a = 0,175(\lambda \cdot H)^{1/4} \quad (3.3)$$

Aberturas nas paredes não foram consideradas na presente dissertação para manter o modelo o mais homogéneo e simplificado possível tal como referido nas considerações gerais. Para que as aberturas nas paredes sejam consideradas, Al-Chaar propõem um procedimento que se traduz em reduzir a espessura da biela diagonal por coeficientes de redução relacionados com a geometria das aberturas. Para mais informação, convi-da-se o leitor a consultar a publicação de Al-Chaar “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*” 2002 [10].

Não considerando aberturas, a resistência à compressão da biela diagonal equivalente traduz-se pela na equação (3.4).

$$R_p = a \cdot t_{eff} \cdot f_m \quad (3.4)$$

em que:

R_p Força que provoca o aparecimento das primeiras fendas na parede;

t_{eff} espessura efectiva da alvenaria;

f_m tensão resistente da parede à compressão.



4. APRESENTAÇÃO E DIMENSIONAMENTO BASE DO CASO DE ESTUDO

4.1 - Introdução

Depois da apreensão de conteúdos gerais sobre os temas discutidos nos capítulos anteriores, torna-se necessário apurar os referidos pressupostos através de resultados e estabelecer modelos comparativos. Para tal, foi desenvolvido um modelo numérico, que se designará de Modelo Base, a partir do qual se construirão os restantes através da introdução de novos elementos (alvenarias) e/ou variando características. Cada modelo particular será sujeito a análises *Pushover* com conseqüente recolha dos resultados e análise dos mesmos através das curvas de capacidade e das deformadas correspondentes aos modos de rotura associados.

Os resultados obtidos do processo de dimensionamento são apresentados no Anexo A, bem como as armaduras adoptadas para as vigas e pilares.

A partir do Modelo Base (MB) serão construídos os seis modelos seguintes:

- RB_PT - adicionam-se elementos de alvenaria de baixa resistência ao Modelo Base;
- RB_SP0 - retiram-se os elementos de alvenaria no piso 0 ao modelo RB_PT;
- RB_SP1 - retiram-se os elementos de parede no piso 1 ao modelo RB_PT.
- RE_PT - adicionam-se elementos de alvenaria de resistência elevada ao Modelo Base

- RE_SP0 - retiram-se os elementos de alvenaria no piso 0 ao modelo RE_PT;
- RE_SP1 - retiram-se os elementos de parede no piso 1 ao modelo RE_PT.

Não serão considerados pisos enterrados pois estes têm reduzida influência no comportamento geral em situações sísmicas.

Neste capítulo são abordados os conceitos de para o dimensionamento dos modelos referidos.

4.2 - Geometria e Envolvente

O modelo numérico desenvolvido consiste num edifício porticado em betão armado, de geometria regular em planta e em altura, e simétrico nas duas direcções. Esta geometria torna a análise de resultados mais focada no seu objectivo. As lajes são elementos maciços assim como as vigas. O edifício é composto por 5 pisos com altura de 3 metros por piso. Na direcção X, temos 3 vãos de 5.5 metros enquanto que na direcção Y temos 2 vãos de 4.5 metros. A cobertura considerada é não acessível. As figuras que se seguem mostram a geometria do modelo.

Para efeitos de definição do espectro sísmico considerou-se a localização do edifício como sendo em Portugal na cidade de Lagos, implantado em terreno do tipo C de acordo com o EC8 [4].

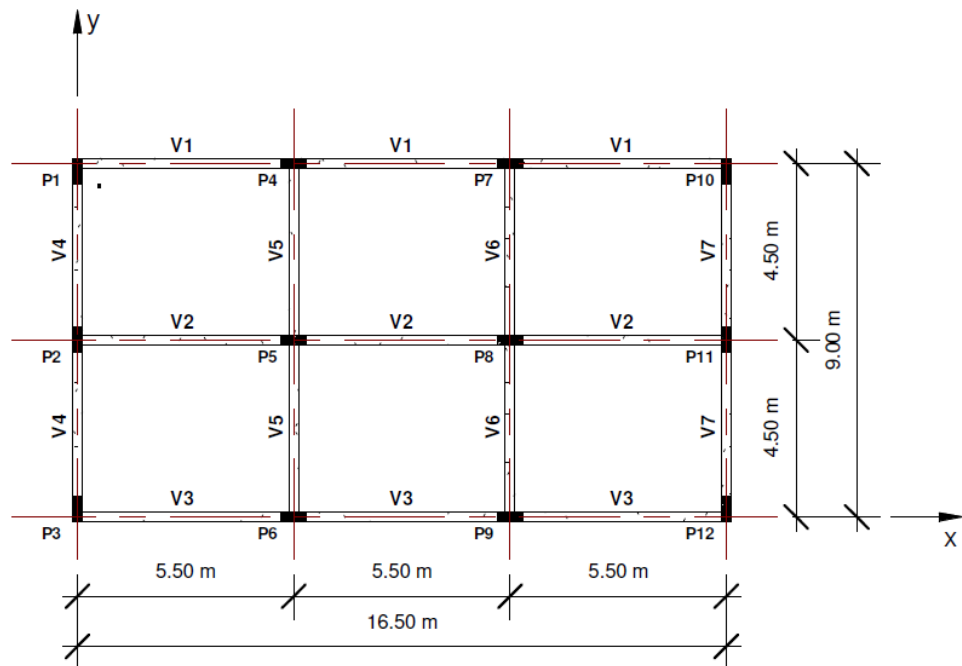


Figura 7 - Planta de piso corrente

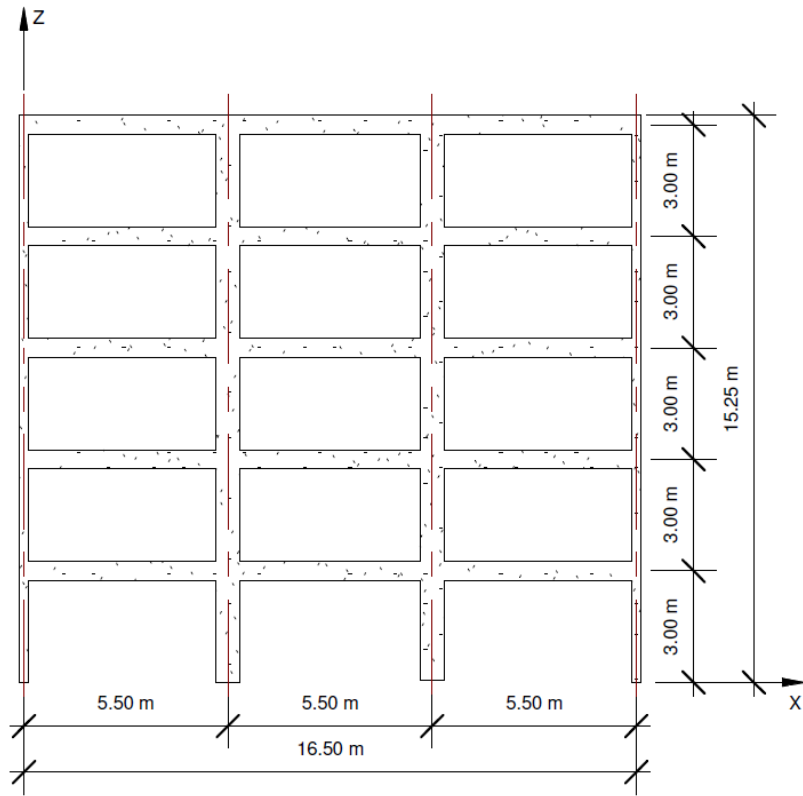


Figura 8 -Pórtico na direcção X do Modelo Base

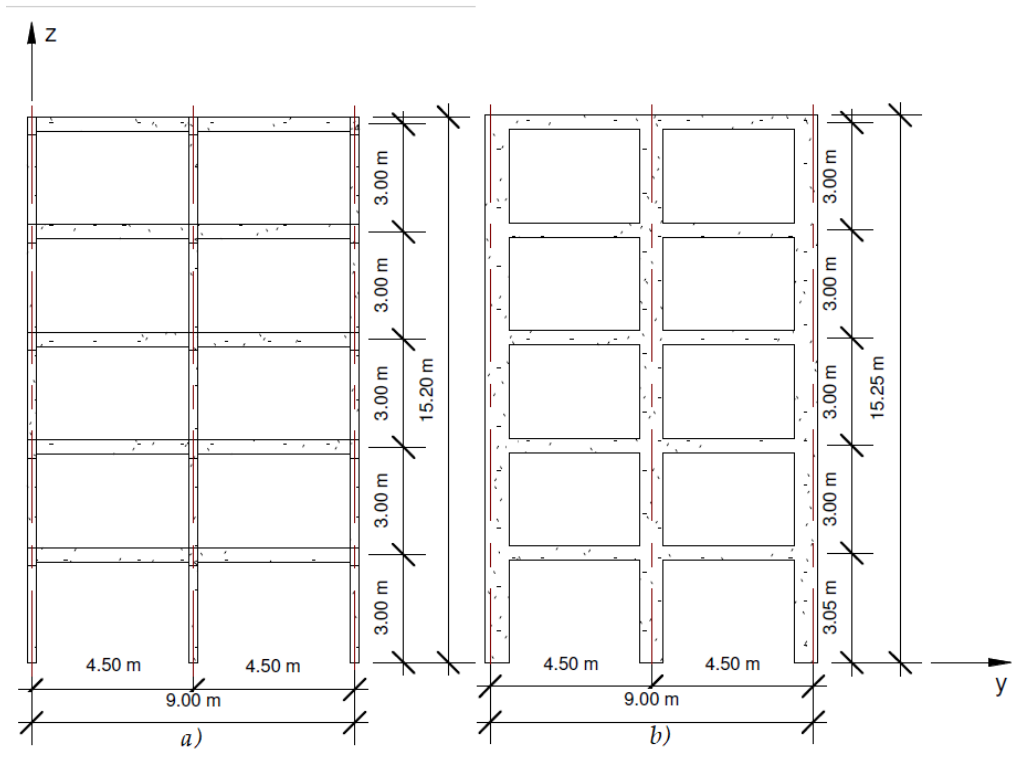


Figura 9 - Pórticos na direcção Y do Modelo Base. a) Pórtico Interiores, b) Pórtico Exterior

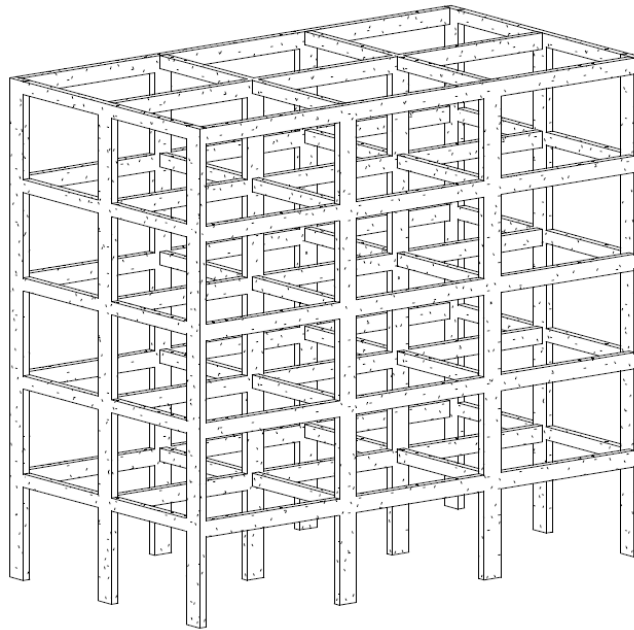


Figura 10 - Isometria do Modelo Base

4.3 - Materiais

Os materiais utilizados foram betão de classe C30/37 com classe de exposição XC4 e aço de classe A500NR para armaduras ordinárias. As características destes materiais são as seguintes:

Tabela 1 - Propriedades mecânicas para o betão C30/37 e aço A500NR

| Materiais | Propriedades | |
|-------------------------|----------------------|------|
| Betão C30/37 | f_{ck} (MPa) | 30 |
| | f_{cd} (MPa) | 20 |
| | f_{cm} (MPa) | 38 |
| | f_{ctm} (MPa) | 2,9 |
| | E_{ck} (GPa) | 33 |
| | ϵ_{c1} (‰) | 2,2 |
| | ϵ_{cu1} (‰) | 3,5 |
| Aço A500NR | f_{yk} (MPa) | 500 |
| | f_{yd} (MPa) | 435 |
| | E_s (GPa) | 200 |
| | ϵ_{yd} (‰) | 2,18 |
| | ϵ_{uk} (‰) | 75 |

4.4 - Pré-Dimensionamento

Por forma a dar início ao processo de dimensionamento foi necessário atribuir uma geometria aos elementos estruturais. O processo de Pré-Dimensionamento foi realizado através de valores para proporções geométricas de uso corrente em projecto de estruturas.

- **Lajes:**

$$d = L/30 \quad (4.1)$$

Em que:

d altura útil da laje (m);

L menor vão (m);

De acordo a equação 2 foram predefinidas lajes com altura de 0.15 m.

- **Vigas:**

$$h = L/12 \quad (4.2)$$

Em que:

d altura útil da laje (m);

L menor vão (m);

Recorrendo à equação (4.2) foram predefinidas vigas com 0.45 m de altura na direcção Y e vigas com 0.55 m de altura na direcção X.

- **Pilares:**

A determinação das dimensões dos pilares foi feita através de um processo iterativo. Inicialmente considerando somente cargas verticais e consequentemente fixando as dimensões por forma a garantir que a área destes elementos resultasse numa tensão resistente superior ou igual às tensões actuantes. De seguida, após aplicação de acelerações horizontais preconizadas pelo EC8 [4] e fazendo uma análise à flexão composta (interacção de esforço axial e esforços de flexão), actualizaram-se as dimensões dos mesmos.

No que diz respeito ao dimensionamento destes elementos, é de prática comum realizar verificação à flexão desviada. O EC8 no art.º 4.2.2 (1)P refere que “Poderá escolher-se um certo número de elementos estruturais (por exemplo vigas e/ou pilares) como elementos sísmicos “secundários”, isto é, que não fazem parte do sistema do edifício resistente às acções sísmicas. A resistência e a rigidez destes elementos às acções sísmicas deve ser desprezada. Não é necessário que obedecem aos requisitos estipulados nas secções 5 a 9. (...)”. Mais à frente no art.º 4.2.2 (4) da mesma norma, é referido que a inércia de todos os elementos estruturais considerados como secundários não deve exceder 15% da inércia de todos os elementos primários tal como indica a equação (4.3).

$$\sum I_{elm.principais} \geq \sum I_{elm.secundários} \quad (4.3)$$

Recorrendo a esta metodologia, a geometria dos pilares numa primeira instância foi restringida por forma cumprir os requisitos da equação (4.3), assim, cada pilar é um elemento primário numa direcção e secundário na outra, sendo que, dos 12 elementos verticais que constituem o edifício, tem-se 6 considerados como primários na direcção X, outros 6 na direcção Y. A resistência à flexão dos elementos secundários é desprezada através da aplicação de rótulas cilíndricas na direcção de menor inércia, o que resulta na ausência de flexão desviada nestes elementos.

Da aplicação desta metodologia resultaram as dimensões finais de 0.25mx0.65 m2.

4.5 - Considerações de fendilhação

A fendilhação influencia directamente a resistência dos elementos estruturais e consequentemente a resistência global da estrutura. O EC8 [4] no art.º 4.3.1 (7) refere que este efeito pode não se ter em conta se considere uma redução no modelo de cálculo, das propriedades de rigidez elástica de flexão e do esforço transversal para 50%, comparativamente à resistência dos elementos não fendilhados.

4.6 - Definição de acções e combinações de acções

A caracterização das acções sísmicas, segundo o Anexo Nacional do EC8 [4], para Portugal são divididas por zonas e por tipos, sendo que o tipo de solo também é relevante. As zonas dividem-se de acordo com a sismicidade do local, os tipos dizem respeito à sua origem caso sejam afastados (tipo 1), geralmente associados a perturbações na placa euro-asiática, ou próximos (tipo 2) resultantes de perturbações locais. A diferencia-

ção da acção sísmica resulta na consideração de diferentes espectros de resposta. De seguida apresentamos as zonas sísmicas em Portugal e os espectros de resposta para cada tipo de acção sísmica.

4.6.1 - Combinações de acções

As combinações de acções para o dimensionamento do Modelo Base (MB) foram realizadas de acordo com o documento normativo EC0 [17]. Foram utilizadas as seguintes combinações de acções:

- Combinação Sísmica:
- Combinação Fundamental
- Combinação Quase Permanente

As formulações podem ser consultadas no respectivo documento normativo.

4.6.2 - Zonamento sísmico

Em Portugal continental, segundo o EC8 [4], a sismicidade de cada zona diferencia-se, para cada tipo e para cada zona sísmica, pelo seu valor de aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) de acordo com a Figura 11 e com a Tabela 2.

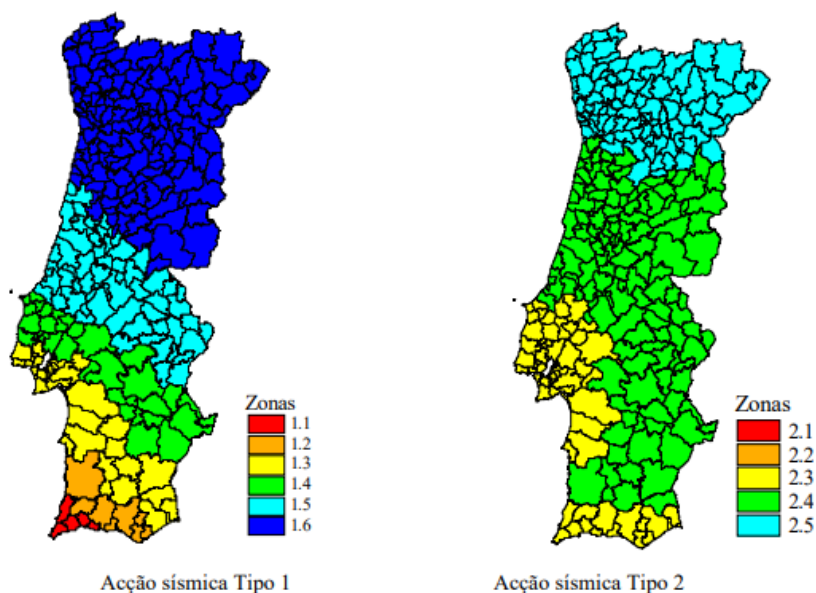


Figura 11 - Zonamento sísmico em Portugal (extraído de [4])

Tabela 2 - Acelerações máximas de referência em Portugal (extraído de [4])

| Acção sísmica Tipo 1 | | Acção sísmica Tipo 2 | |
|----------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|
| Zona Sísmica | agr (m/s ²) | Zona Sísmica | agr (m/s ²) |
| 1.1 | 2.5 | 2.1 | 2.5 |
| 1.2 | 2 | 2.2 | 2 |
| 1.3 | 1.5 | 2.3 | 1.7 |
| 1.4 | 1 | 2.4 | 1.1 |
| 1.5 | 0.6 | 2.5 | 0.8 |
| 1.6 | 0.35 | 2.6 | - |

Tal como descrito anteriormente, o caso de estudo para esta dissertação consiste num edifício de habitação de 5 andares com classe de importância I, para edifícios de uso corrente. Localiza-se em Lagos, na freguesia do Chinicato, o que corresponde às zonas 1.1 e 2.3 correspondendo ao valor de a_{gR} de 2.5 m/s² para sismos do tipo 1 e de 1.7 m/s² para sismos do tipo 2.

Considera-se que o terreno de implantação do edifício é do tipo C para o qual se considera que a aceleração à superfície a_g é igual a a_{gR} multiplicada por um coeficiente de importância γ_I :

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (4.4)$$

com $\gamma_I = 1.0$.

4.6.3 - Espectros de resposta

De acordo com o art.º 3.2.2.1 (1)P do EC8 [4], “No âmbito da EN 1998, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno” mais à frente no art.º 3.2.2.5 (2) refere que “A fim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta, efectuando uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, de agora em diante designado por “espectro de cálculo”. Esta redução é efectuada introduzindo o coeficiente de comportamento”.

Dado que para efeitos de cálculo se utilizou o espectro de cálculo, e devido a este resultar do espectro de resposta elástico introduzindo um coeficiente de comportamento,

apresenta-se de seguida a explicação do espectro de resposta utilizado por forma não tornar este texto excessivamente extenso.

Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo $S_d(T)$, é definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (4.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.7)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.8)$$

- a_g valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
- $S_d(T)$ espectro de cálculo;
- S coeficiente do solo;
- T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- q coeficiente de comportamento;
- β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Sendo o valor recomendado igual a 0.2.

Como referido anteriormente o coeficiente de comportamento q tem como objectivo reduzir o valor da acção por forma a considerar a ductibilidade da estrutura, o qual é calculado de acordo com a seguinte expressão preconizada no art.º 5.2.2.2 do EC8 [4].

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.9)$$

em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes

dado que o nosso edifício se caracteriza por um sistema porticado o qual se considera ser de ductilidade média temos:

$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ sendo que α_u / α_1 é igual a 1,3 pois os pórticos que compõem o edifício têm vários tramos;

$k_w = 1,0$

Depois de aplicar a formulação imediatamente atrás definida, obteve-se um valor de $q = 3,90$ o qual foi atribuído à formulação das equações (4.5) a (4.8) resultou no espectro de cálculo apresentado no da Figura 12.

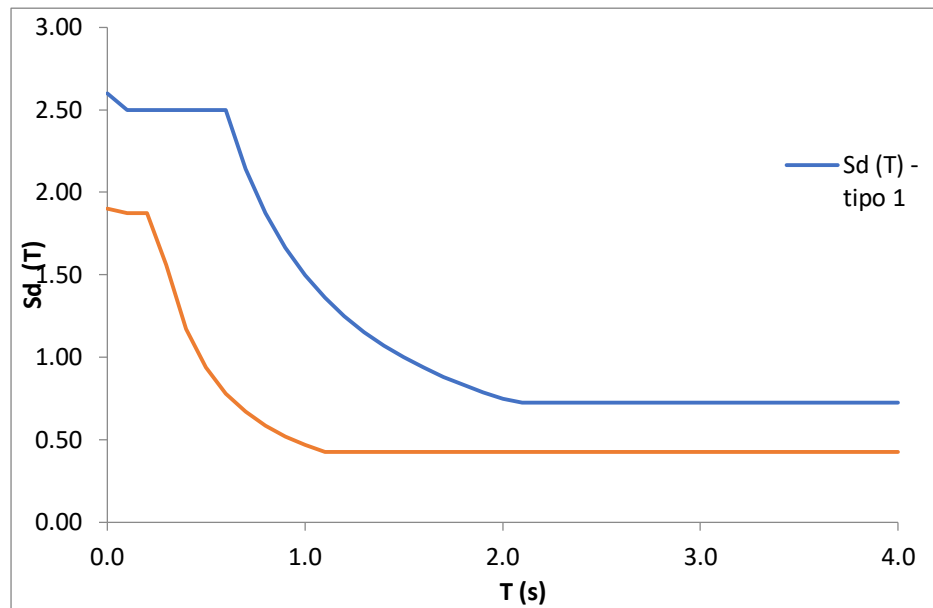


Figura 12 - Espectro de resposta de cálculo

4.7 - Dimensionamento segundo a análise modal - sem verificação à flexão desviada.

4.7.1 - Dimensionamento de vigas

De acordo com o EC2 [3] e EC8 [4], os elementos de vigas foram dimensionados para flexão simples e esforço transversal.

- **Armaduras longitudinais**

As expressões utilizadas para o cálculo de armaduras longitudinais que compõem a resistência à flexão são:

$$A = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \quad (4.10)$$

Em que:

- ω percentagem mecânica de armadura tracionada. Equação 22;
- f_{cd} Tensão de cálculo para a rotura do Betão à compressão;
- f_{yd} tensão de cálculo para a cedência do aço à tracção;
- b largura da secção;
- d altura útil da armadura à tracção.

A percentagem mecânica de armadura é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \quad (4.11)$$

Sendo que μ corresponde ao momento reduzido e é dado pela equação (4.12).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (4.12)$$

em que:

- M_{Ed} momento actuante.

- **Armaduras de esforço transversal**

A armadura de resistência ao esforço transversal foi obtida seguindo a seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (4.13)$$

em que:

- $V_{Rd,s}$ esforço transversal resistente;
- A_{sw} área de armadura resistente;
- s espaçamento entre estribos;

- f_{ywd} tensão de cálculo para a cedência da armadura de esforço transverso;
- z braço do binário, considerando-se igual a $0.9 \cdot d$;
- θ inclinação das escoras (betão comprimido), que foi considerada igual a 30° .

4.7.2 - Dimensionamento de pilares

Os pilares foram dimensionados de acordo com a formulação normativa do EC2 [3] e EC8 [4]. É necessário fazer uma chamada de atenção para o art.º 4.2.2 (1)P do EC8 [4] o qual refere que podem ser considerados elementos estruturais como primários ou secundários, desprezando a resistência dos segundos. este aspecto é abordado com maior detalhe na secção 4.4). Assim com a geometria obtida no Pré-Dimensionamento de $0.65 \times 0.25 \text{ m}^2$, todos os pilares são considerados mutuamente como primários e secundários, dependendo da direcção considerada para a aplicação do sismo. Para cumprir com os requisitos da Norma, na aplicação do método referido, esta obriga a que se despreze a resistência à flexão, para tal, foram implementadas rótulas cilíndricas na direcção de menor inércia. A aplicação destas rótulas cilíndricas faz com que o esforço de flexão nos pilares se desenvolva numa só direcção, assim, não são solicitados à flexão desviada, podendo a sua análise ser desprezada. É no entanto realizada análise à flexão composta, com efeitos de segunda ordem, e ao esforço transverso.

- **Imperfeições geométricas**

As imperfeições geométricas podem ser vistas como uma inclinação, esta provoca uma excentricidade para os esforços de compressão relativamente ao eixo dos pilares, o que resulta num momento. Este ângulo é dado pela equação (4.14).

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (4.14)$$

em que:

θ_0 valor básico $\theta_0 = l / 200$;

α_h coeficiente de redução relativo ao comprimento: $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m coeficiente de redução relativo ao número de elementos: $\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot (1 + \frac{1}{m})}$;

l comprimento do elemento (m);

m número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

Uma vez que metade dos elementos verticais foram considerados secundários, resulta $m = 6$.

A excentricidade provocada pelas imperfeições geométricas é dada pela equação (4.15).

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2 \quad (4.15)$$

Em que l_0 traduz o comprimento efetivo do elemento vertical isolado.

- **Efeitos de segunda ordem com esforço axial**

De acordo com o artigo 5.8.3.1 (1) do EC2 [3], os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se a esbelteza λ for inferior à esbelteza limite λ_{lim} imposta pela norma. A formulação destes dois parâmetros apresentam-se nas equações (4.16) e (4.17).

$$\lambda = l_0 / i \quad (4.16)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{\mu} \quad (4.17)$$

em que:

- A valor recomendado pelo EC8 $A = 0.7$;
- B valor recomendado pelo EC8 $B = 1.1$;
- C valor recomendado pelo EC8 $C = 0.7$;
- μ esforços normal reduzido: $\mu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$;
- l_0 comprimento efetivo do elemento vertical;
- i raio de giração da secção de betão não fendilhada.

As expressões de cálculo para o comprimento efetivo variam no caso dos elementos contraventados (equação (4.18)) ou não contraventados (equação (4.19)).

$$l_0 = 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} \quad (4.18)$$

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (4.19)$$

em que:

- k_1, k_2 flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades inferior (1) e superior (2). Com $k = (\theta/M)(EI/l)$;
- θ rotação dos elementos que se opõem à rotação para o momento fletor M ;
- EI rigidez de flexão do elemento comprimido;
- l comprimento livre do elemento comprimido entre ligações de extremidade.

- **Efeitos globais de segunda ordem em edifícios**

Segundo o art.º 5.8.3.3 (1) do EC2 [3], os efeitos globais de segunda ordem podem ser ignorados se:

$$F_{v,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} \cdot I_c}{L^2} \quad (4.20)$$

em que:

- $F_{v,Ed}$ carga vertical total (em elementos de contraventamento e elementos contraventados);
- k_1 valor recomendado $k_1 = 0.31$ [3];
- n_s número de pisos;
- L altura total do edifício acima do nível de contraventamento;
- E_{cd} valor de cálculo do módulo de elasticidade para o betão;
- I_c momento de inércia da secção não fendilhada dos elementos de contraventamento.

- **Fluência**

$$\psi_{ef} = \psi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0E_{qp}} / M_{0E_d} \quad (4.21)$$

- ψ_{ef} coeficiente de fluência efectivo;
- $\psi_{(\infty, t_0)}$ valor final do coeficiente de fluência, foi considerado $\psi_{(\infty, t_0)} = 2.5$;
- $M_{0E_{qp}}$ momento fletor de primeira ordem para a combinação de acções quase-permanente;

M_{0Ed} momento flector de primeira ordem na combinação de acções de cálculo.

- **Método baseado numa curva nominal**

A norma europeia EC2 [3] no artº 5.8.5 (1) oferece três métodos distintos para a análise dos efeitos de segunda ordem, sendo que, na presente dissertação se optou pelo método baseado numa curva nominal o qual se apresenta de seguida a sua formulação nas equações (4.22) a (4.26).

O momento de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.22)$$

com:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (4.23)$$

em que:

N_{Ed} esforço axial

M_{0Ed} momento fletor de primeira ordem contabilizando as imperfeições geométricas;

M_2 momento nominal de segunda ordem;

e_2 deslocamento

O deslocamento e_2 é dado por:

$$e_2 = (1/r) \cdot l_0^2/c \quad (4.23)$$

com:

$$1/r = k_r \cdot k_\psi \cdot 1/r_0 \quad (4.24)$$

em que:

k_r factor de correcção dependente do esforço normal, equação (4.25);

k_ψ coeficiente que tem em conta a fluência, equação (4.26);

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/0.45 \cdot d;$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s;$$

d altura útil da secção transversal;

E_s modulo de elasticidade do aço.

O factor de correcção do esforço normal é dado por:

$$k_r = (v_u - v)/(v_u - v_{bal}) \leq 1 \quad (4.25)$$

em que:

$$v = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd});$$

$$v_u = 1 + \omega;$$

v_{bal} valor de n correspondente ao momento resistente máximo. Adoptou-se o valor recomendado pelo EC2 [3] de 0.4;

$$\omega = A_s \cdot f_{yd}/(A_c \cdot f_{cd});$$

A_s área total da secção de armaduras;

A_c área da secção transversal de betão.

já o coeficiente que tem em conta a fluência é dado por:

$$k_\psi = 1 + \beta \cdot \psi_{ef} \geq 1 \quad (4.26)$$

em que:

ψ_{ef} coeficiente de fluência efetivo dado pela equação (4.21);

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150;$$

λ coeficiente de esbelteza dado pela equação (4.16).

• Armaduras longitudinais

A resistência à flexão composta é mobilizada pelas armaduras longitudinais. O seu cálculo foi realizado com recurso ao método aproximado de acordo com os elementos da referência bibliográfica [18].

Primeiro calcula-se o esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_{Rd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} \quad (4.27)$$

em que:

N_{Rd} esforço axial resistente da secção;

f_{cd} valor de calculo da tensão de cedência do betão à compressão;

b largura da secção do pilar;

h altura da secção do pilar.

De seguida o momento flector reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} \quad (4.28)$$

em que M_{Rd} é o momento flector resistente da secção.

A percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{(A_s + A'_s) \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} \quad (4.29)$$

em que:

$(A_s + A'_s)$ área de armadura longitudinal na secção na zona comprimida e tracionada;

f_{yd} valor de cálculo para a tensão de cedência do aço.

O cálculo da percentagem mecânica de armadura tem nuances relativamente ao tipo de esforço axial o que pode fazer variar as zonas da secção as armaduras são mais solicitadas e como consequência a percentagem de armaduras que efetivamente realizam trabalho.

- **Tracção: $\nu \geq 0$**

$$\omega_{total} = \mu/\lambda + \nu \quad (4.30)$$

em que:

$$\lambda = 0.5 - a/h;$$

a distância da face do pilar ao varão longitudinal (face comprimida ou tracionada)

- **Compressão moderada - $0 \geq \nu \geq -0.45$**

$$\omega_{total} = [\mu + 0.5 \cdot \nu \cdot (1 + \nu)]/\lambda \quad (4.31)$$

- **Transição: $-0.45 \geq \nu \geq -0.70$**

$$\omega_{total} = [\mu + 0.5 \cdot \nu \cdot (1 + \nu)] / [\lambda \cdot \beta] \quad (4.32)$$

com β :

$$\begin{cases} \beta = 1.5 \cdot \nu^2 + 2.4 \cdot \nu + 1.8 \\ 0.855 \leq \beta \leq 1.0 \end{cases} \quad (4.33)$$

- **Compressão elevada: $-0.45 \geq \nu \geq -0.70$**

$$\omega_{total} = \mu / 0.9 \cdot \lambda - (1 + \nu) \leq -(1 + \nu) \cdot f_{yd} / 400 \quad (4.34)$$



5. MODELAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 - Introdução

Nos capítulos que se antecederam, abordámos temas como o dimensionamento de estruturas de betão armado de acordo com as normas regulamentares, as propriedades mecânicas e o comportamento global de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria. Neste capítulo passamos a dar a conhecer os procedimentos realizados no âmbito da modelação numérica dos modelos referidos na secção 4.1 do presente documento. De seguida apresenta-se a modelação dos mesmos modelos para as respectivas análises *Pushover*. Por último faz-se a análise dos resultados obtidos através das curvas de capacidade e das deformadas associadas.

A modelação numérica exposta no presente capítulo foi desenvolvida no programa de cálculo estrutural *SAP2000* [5].

5.2 - Modelo Base - MB

5.2.1 - Modelação dos materiais

É de prática comum em projecto recorrer a análises estáticas na concepção de estruturas com recurso à análise modal para o dimensionamento sísmico. Nestes casos os materiais consideram-se com comportamento elásticos perfeitamente plástico. Na análise *Pushover*, sendo que esta é uma análise estática não linear, contempla o comportamento

não linear dos materiais, considerando tanto o seu comportamento elástico como o comportamento em fase plástica. No art.º 4.3.3.4.1 (4) do EC8 [4] é referido que “as propriedades dos elementos deverão basear-se nos valores médios das propriedades dos materiais. Para as estruturas novas, os valores médios das propriedades dos materiais podem estimar-se a partir dos seus valores característicos”.

- **Betão C30/37**

De acordo com o EC2 [3] o valor médio da resistência à compressão é $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$ e o valor secante do módulo de elasticidade é $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$ para betão de classe C30/37 sendo que, a mesma norma sugere que o valor a utilizar seja o valor tangente correspondente a $E_c = 1.05 E_{cm} = 34.65 \text{ GPa}$. Assim, o modelo constitutivo utilizado para o betão é o do gráfico na Figura 13.

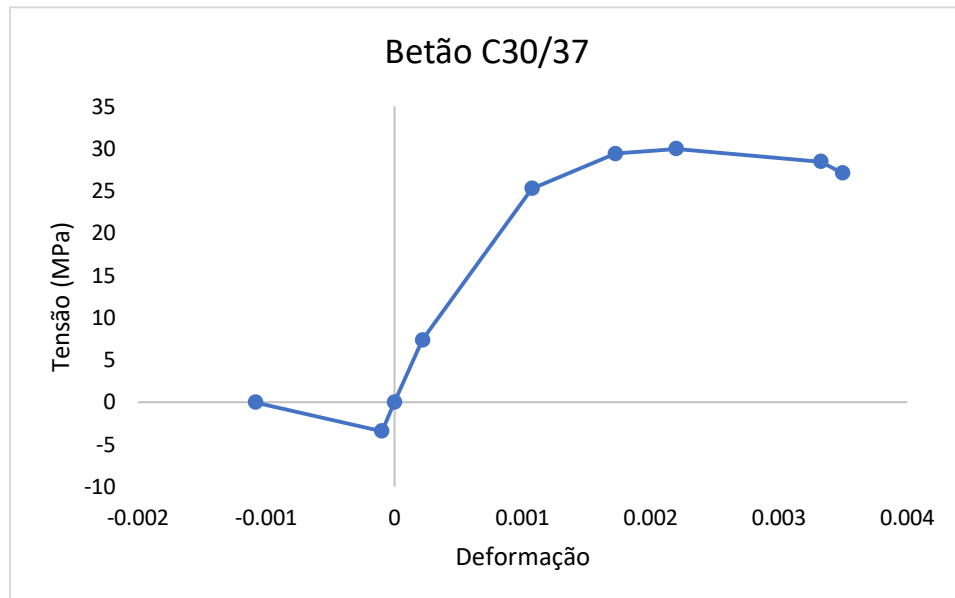


Figura 13 Modelo Constitutivo do Betão de Classe C30/37

- **Aço A500NR**

Atrás foi referido que os valores médios dos materiais podem ser estimados pelos valores característicos. Na publicação de Pipa 1993 [11] o autor propõem a formulação presente nas equações (5.1) a (5.3).

$$f_t = 161 + 0.88 \cdot f_{yk} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{uk} = 23.8 - 0.0244 \cdot \sigma_y \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{yk} = 5.93 - 0.0077 \cdot \sigma_y \quad (5.3)$$

em que:

f_t resistência à tracção média do aço.

O gráfico da Figura 14 ilustra o modelo constitutivo para o aço considerado.

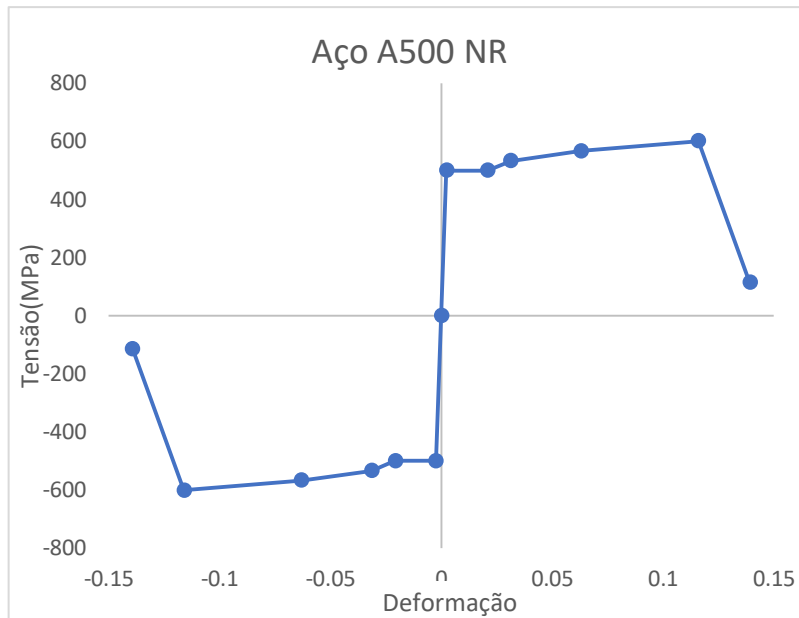


Figura 14 - Modelo Constitutivo do Aço A500NR

5.2.2 - Modelação de fundações

Os elementos de fundação foram modelados de forma simplificada como encastramentos perfeitos ao nível do solo.

5.2.3 - Modelação de Lajes

Na presente modelação os elementos de laje foram considerados de acordo com a sua contribuição para o comportamento geral da estrutura. Foram modeladas como elementos do tipo *Shell* sem propriedades resistentes nem peso. A sua capacidade de transmissão de cargas foi definida através de restrições nos nós associados, para que esta se comporte como um diafragma rígido. Aos mesmos elementos de Laje foram aplicadas cargas em área correspondentes ao seu peso próprio, às sobrecargas e às restantes cargas permanentes de acordo com o documento normativo EC1 [19]. Estas cargas são transmitidas para as vigas de bordo de cada elemento de laje através da ferramenta *area uniform loads to frames*.

5.2.4 - Definição de secções dos elementos de barra e restrições

As vigas e os pilares foram modelados como elementos do tipo *frame*. Para a definição das secções de acordo com o dimensionamento, recorreu-se à ferramenta *Section Designer* contemplada no *SAP2000*. Esta ferramenta possibilita a modelação das secções colocando as armaduras da forma desejada. As secções de betão confinado e não confinado são definidas de acordo com a armadura transversal obtida no dimensionamento. Na Figura 13, a zona marcada a azul representa o betão não confinado, ao passo que, a zona assinalada a amarelo corresponde ao betão confinado.

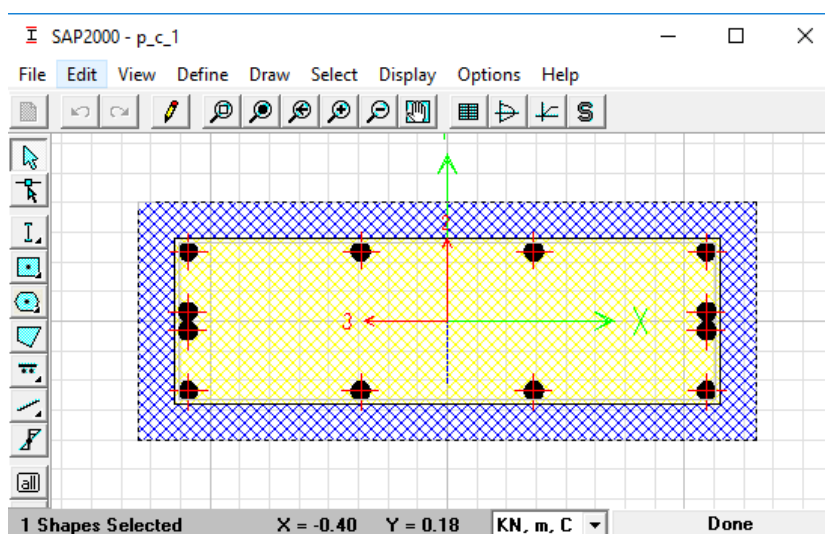


Figura 15 - Secção do pilar P1.1.i na ferramenta *Section Designer*

O *Section Designer* é particularmente importante na medida em que faz uma bilinearização da curva momento vs curvatura nas secções, o que permite obter os valores de momento plástico máximo (MSF), bem como o limite de curvatura (CSF). Com estes dois parâmetros podem ser definidas, para cada secção, as respectivas rótulas plásticas bem como os seus pontos de rotura (ver secção 5.2.4.2). As secções consideradas e os respectivos valores de MSF e CFS podem ser consultados no Anexos B.

5.2.4.1 - Restrições

Embora para o Dimensionamento dos pilares se tenha desprezado a resistência na sua direcção secundária, através da aplicação de rótulas cilíndricas, para a análise *Pushover* essas rótulas foram removidas, de modo a se poder avaliar a real resposta dos pilares em ambas as direcções. Apesar de a resistência dos pilares na direcção secundária não ser expressiva, o seu contributo pode ser relevante para a configuração da deformada do edifício.

5.2.4.2 - Definição de rótulas plásticas

As rótulas plásticas para os elementos de barra em betão armado foram definidas como rótulas de comportamento dúctil com controlo de deformação associada ao momento flector. Para os pilares foi definida uma rótula para cada direcção, primária e secundária, e para cada extremidade. Para as vigas foi atribuída uma rótula para cada extremidade de acordo com o seu eixo de flexão.

Tal como referido anteriormente, os valores das rótulas plásticas foram obtidos através da bilinearização disponível na ferramenta *Section Designer*. Uma ressalva para o facto de tanto a resistência global das secções como a sua deformabilidade ser influenciada pelo esforço axial. A bilinearização tem o esforço axial em consideração, para tal recorreu-se aos valores correspondentes à combinação quase-permanente. De seguida, na Figura 16, apresenta-se para o pilar P1 no arranque do piso 0, o traçado da curva momento vs curvatura, bem como os seus pontos notáveis.

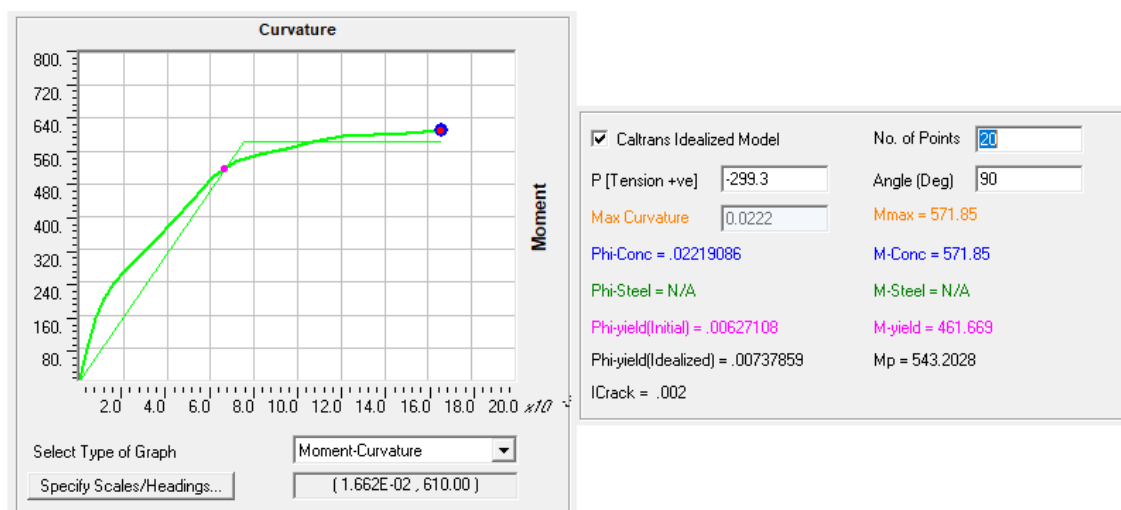


Figura 16 - Momento vs Curvatura para a secção do pilar P1

Os valores a Azul correspondem aos máximos na rotura, a Rosa os valores para a cedência e, a Preto os valores que correspondem a uma aproximação bilinear.

Tendo-se obtido os valores de momento máximo e de curvatura máxima imediatamente antes da rotura podem ser modeladas as rótulas plásticas correspondentes a cada secção.

Do ponto de vista do comportamento das secções de betão armado, uma vez atingido o momento plástico máximo, estas perdem capacidade de mobilização de esforços para curvaturas maiores, mas têm a capacidade de se deformarem até que se atinja o valor de curvatura máxima, sendo que as secções se mantêm-se indeformáveis até que se atinja o valor e MSF. A Figura 17 mostra diagrama força-deslocamento assumido para

a rótula plástica para o pilar P1 no arranque do piso 0. Os valores atribuídos para as demais secções podem ser consultados no Anexo B.

Displacement Control Parameters

| Point | Moment/SF | Curvature/SF |
|-------|-----------|--------------|
| E- | -571.85 | -0.0222 |
| D- | -571.85 | -0.0167 |
| C- | -571.85 | -0.0111 |
| B- | -571.85 | 0 |
| A | 0 | 0 |
| B | 571.85 | 0 |
| C | 571.85 | 0.0111 |
| D | 571.85 | 0.0167 |
| E | 571.85 | 0.0222 |

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment

Moment SF

Positive

Negative

Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Curvature

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy

Positive

Negative

Life Safety

Positive

Negative

Collapse Prevention

Positive

Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Figura 17 - Rótula Plástica do arranque do pilar P1 no piso 0

Os pontos coloridos da Figura 17 são de especial importância na análise de resultados que se seguem na presente secção. Dizem respeito aos vários estados de deformação das rótulas plásticas. O ponto B corresponde à mobilização do esforço máximo da secção, no ponto C atinge-se 25% da curvatura máxima CSF, em D 50% de CSF e por fim, o ponto E que diz respeito ao ponto de rotura. Depois de se alcançar o ponto E a resistência da secção cai para zero.

Foram definidas rótulas plásticas para cada ponto de extremidade de cada elemento de barra, tendo em conta o respectivo esforço axial, á excepção das vigas o qual foi desprezado.

Uma breve nota relativamente à dimensão das rótulas plásticas que se considerou como sendo 10% do comprimento do elemento de barra. Na bibliografia podem ser encontradas publicações dedicadas ao estudo e definição deste parâmetro [20] e [21].

5.4.3 - Considerações de fendilhação

As considerações de fendilhação são de acordo com o exposto na secção 4.5.

5.4.4 - Acções Impostas

As acções impostas são de acordo com o terceiro passo da metodologia do método N2 referido na secção 2.4.2. São contempladas duas análises *Pushover* em cada direcção, uma correspondendo a uma distribuição vertical modal das acções e uma distribuição uniforme proporcional às massas associadas a cada elemento. Temos assim 4 tipos de acções distintas para cada modelo:

- *Xaccel* - distribuição uniforme na direcção X;
- *Xmode* - distribuição modal na direcção X;
- *Yaccel* - distribuição uniforme na direcção Y;
- *Ymode* - distribuição modal na direcção Y

Antes de realizar cada uma das análises *Pushover*, é necessário numa fase inicial aplicar as cargas verticais, que correspondem à combinação quase permanente. A combinação quase permanente diz respeito à soma do peso próprio de todos os elementos da estrutura somando 30% das sobrecargas estabelecidas no EC1 [19]. Em seguida é realizada a análise modal de acordo com a secção 2.4.1 ao qual se utiliza o primeiro modo de deformação associado a cada direcção.

5.4.5 - Resultados

Para cada análise *Pushover* pode ser construída uma Curva de Capacidade. No gráfico da Figura 19 apresenta-se a Curva de Capacidade da análise *Xmode* do Modelo Base. No eixo das ordenadas os valores de F em KN dizem respeito ao somatório das reacções horizontais de todos os pilares na base do edifício. O eixo das abcissas diz respeito ao deslocamento, em metros, no nó de controlo. O nó de controlo diz respeito ao ponto

central (visto em planta) no topo do edifício. O gráfico da Figura 19 contempla ainda um terceiro eixo que diz respeito à soma dos esforços de flexão, M em KN.m, nas zonas indicadas na legenda do mesmo gráfico, o que resulta no registo de momentos face ao deslocamento no nó de controlo.

Podemos verificar que na Curva de Capacidade, a azul escuro, existem zonas de decréscimos abruptos de força, ou seja, perdas de resistência nas secções, sem incremento de deslocamento. Estes pontos correspondem à rotura de um dos elementos de barra, onde atingem a curvatura máxima na rótula correspondente em determinada secção. Para fazer a associação de cada um dos pontos de rotura adicionou-se o registo dos esforços de flexão das secções que correspondem a cada rotura. Tal como esperado, verifica-se na Figura 18, que mostra a deformada do pórtico central na direcção X , que a primeira rotura acontece em simultâneo na base dos pilares considerados como primários na direcção da análise. Podemos ainda verificar na mesma Figura, que o mecanismo obtido corresponde ao esquematizado na Figura 3a), o qual se pode associar a uma estrutura com comportamento dúctil.

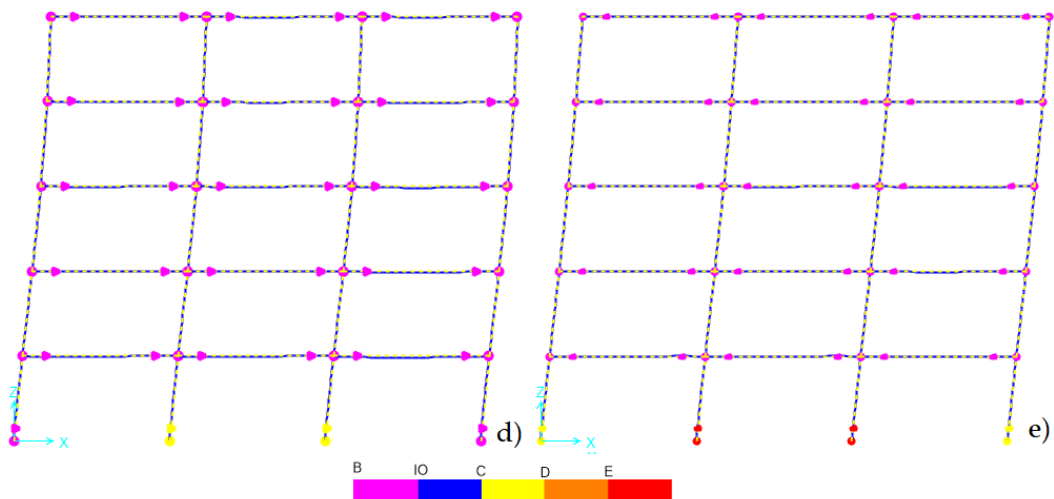


Figura 18 - Deformadas para a análise Xmode do modelo MB

Os estados d) e e), dizem respeito à formação de mecanismo e à primeira rotura que ocorre num elemento de betão armado. A nomenclatura utilizada para os cinco diferentes estados de deformação que se consideram de maior relevância são apresentados na secção 5.3.1.4. Os pontos da escala de cores da Figura 18 correspondem aos mesmos valores contemplados na Figura 17, em que o ponto IO corresponde a *Immediate occupancy* do regulamento Americano [22].

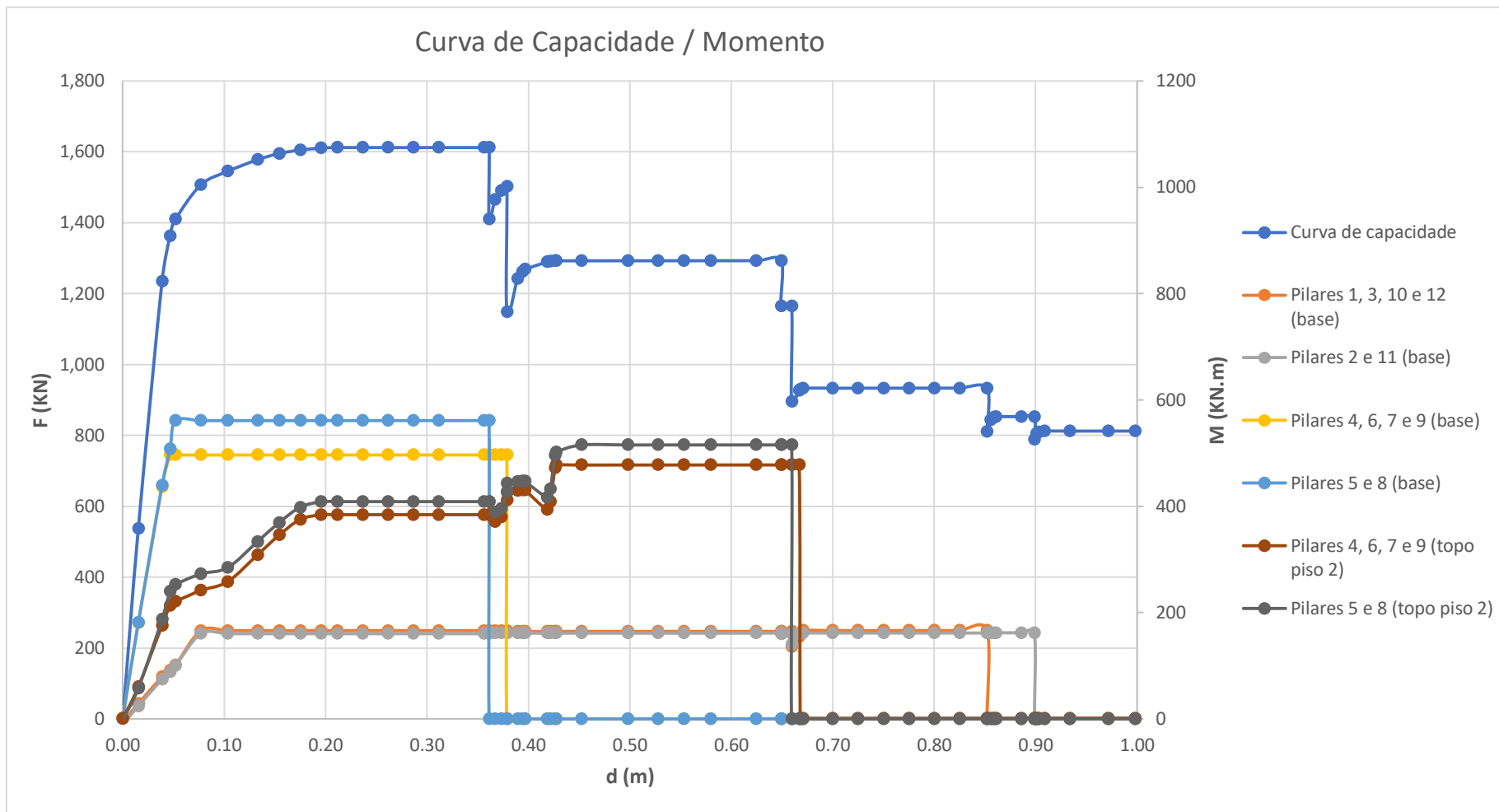


Figura 19 - Curva de Capacidade Vs esforços de momento flector nas rótulas plásticas de pilares

5.3 - Modelação dos Modelos considerando paredes de alvenaria exteriores para a análise Pushover

Concluída a modelação do Modelo Base e realizada a respectiva análise *Pushover*, segue-se a modelação dos seis modelos considerando as paredes de alvenaria enumerados na secção 4.1. De seguida apresenta-se a modelação de cada um destes elementos bem como as respectivas Curvas de Capacidade. Como todos os modelos apresentados na presente secção foram construídos partindo, directa ou indirectamente, do Modelo Base, no desenvolvimento das secções que se seguem, são abordados somente os parâmetros que diferenciam cada um dos modelos relativamente ao Modelo Base, portanto, todas as características não referidas podem ser consultadas na secção 5.2 “Modelo Base – MB”.

É importante referir que na presente secção, as figuras apresentadas que dizem respeito às deformadas dos diferentes modelos, são retiradas de pórticos de extremidade na direcção X.

5.3.1 - Modelo RB_PT

O modelo RB_PT consiste no mesmo edifício do Modelo Base, incluindo as paredes exteriores em todos os pisos. Considerou-se somente as paredes exteriores para este, e para os demais modelos com paredes de alvenaria, por inicialmente se considerar que as paredes divisórias interiores, por serem menos resistentes, teriam reduzida influência no comportamento global da estrutura. A modelação das paredes foi realizada por forma a fazer uma aproximação mais fidedigna possível, da modelação através da biela diagonal equivalente proposta por Mainstone [12]. Como podemos controlar o sentido da aplicação das cargas horizontais na análise *Pushover*, os elementos de alvenaria são dispostos para que sejam solicitados à compressão e se comportem como escoras. A Figura 20 ilustra um dos pórticos na direcção X do modelo RB_PT, no *software* SAP2000 utilizado para a modelação, onde podemos verificar os elementos de parede na diagonal.

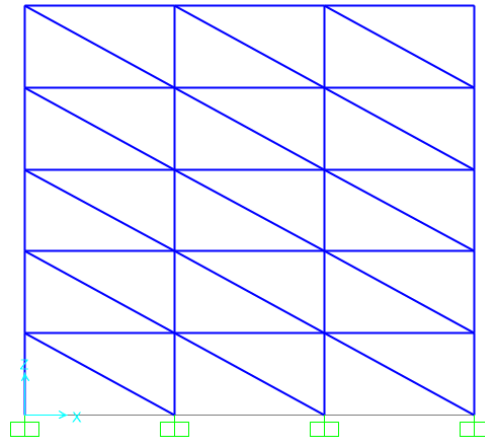


Figura 20 - Esquema modelo RB_PT. Pórtico exterior na direcção X

5.3.1.1 - Modelação dos Materiais

A modelação dos materiais que constituem as paredes de alvenaria exteriores foi realizada partindo de um material tipo da biblioteca de materiais do *software SAP 2000*, ajustado para as propriedades das alvenarias. O ajuste de propriedades foi feito alterando o módulo de elasticidade E e a resistência à compressão última f_m . Não foi necessário contemplar a resistência à tracção pois durante a análise *Pushover* os elementos de parede são solicitados somente à compressão. Existe um número alargado de publicações sobre esta matéria [12], [15], [30], [16], [23]–[29], no entanto os parâmetros resistentes considerados variam consideravelmente. As propriedades dos materiais que constituem os preenchimentos de alvenaria têm elevada variabilidade de país para país, e as diferentes soluções construtivas podem influenciar estes valores. Desta forma optou-se pelos valores considerados por P. Tiago e E. Júlio na Publicação *Case study: Damage on na RC building after a landslide – inspection, analysis and retrofitting* [31]. Assim os valores adoptados para o módulo de elasticidade e para a resistência à compressão última são:

- E - 10 GPa
- f_m - 13 MPa

5.3.1.2 - Modelação das secções

Os preenchimentos dos pórticos foram modelados considerando uma solução construtiva de uso corrente em Portugal, em especial nos anos 70 de acordo com [13], que con-

siste em parede dupla com tijolo furado e juntas de argamassa, com isolamento higr-térmico no interior, o qual foi desprezada a sua resistência. Os elementos de tijolo considerados correspondem ao ilustrado na Figura 21, com dimensões 30x20x11cm.



Figura 21 - Tijolo furado 30x20x11cm, retirado do catálogo do fabricante PROCERAM

No capítulo 3 é referido que para cargas horizontais as paredes se comportam como uma biela, transmitindo esforços de compressão entre dois pontos de extremidade dos painéis de alvenaria na diagonal. Para simular a biela, utilizaram-se elementos do tipo *frame* articulando as extremidades por forma a impor unicamente esforço axial à barra. A geometria da biela é dada pela espessura efectiva do tijolo t_{eff} e pelo parâmetro a que consiste na dimensão da biela no plano do pórtico como se pode observar na equação (3.3) que depende da equação (3.2). Sendo que a depende da geometria do pórtico, é necessário estabelecer um valor para pórticos em X e para pórticos em Y. De seguida apresentam-se inicialmente as propriedades dos materiais relevantes para a formulação anteriormente mencionada, que constituem cada pórtico. O módulo de elasticidade do betão C30/37 E_c , módulo de elasticidade da alvenaria E_m , e a tensão última característica da alvenaria f_m , podem ser consultados na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades dos Materiais que constituem um pórtico genérico

| E_m (Gpa) | E_c (Gpa) | f_m (Mpa) |
|-------------|-------------|-------------|
| 10 | 33 | 13 |

Nas tabelas 4, 5 e 6, apresentam-se as características geométricas dos pórticos em cada direcção de acordo com a geometria esquematizada na Figura 22. Dada que na concepção dos modelos foram consideradas somente paredes exteriores, os pórticos com preenchimentos de alvenaria distinguem-se por:

- pórticos na direcção Y (de extremidade);
- pórticos intermédios na direcção X;
- pórticos de extremidade na direcção X.

A distinção entre pórticos intermédios e de extremidade na direcção X, deve-se ao facto de a orientação dos pilares ser diferente entre eles (ver Figura 8) assim, o cálculo da inércia dos elementos de betão em contacto com a parede e o parâmetro “D” dependem do pórtico considerado.

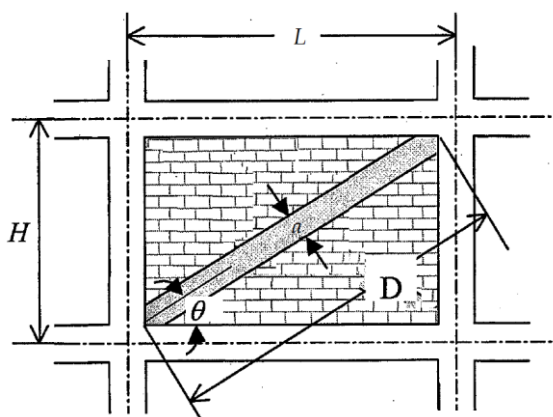


Figura 22 - Esquema de um pórtico genérico. Adaptado de [10]

Tabela 4 - Geometria de um pórtico intermédio na direcção X

| Pórtico Intermédio na direcção X | | | | | |
|----------------------------------|-----|-------|-----------------------|------|---|
| geometria pórtico (m) | | | geometria pilares (m) | | $I_{\text{pilares}} \text{ (m}^4\text{)}$ |
| H | L | D | b | h | |
| 3 | 5.5 | 6.265 | 0.25 | 0.65 | 0.00572 |

Tabela 5 - Geometria de um pórtico de extremidade na direcção X

| Pórtico de extremidade na direcção X | | | | | |
|--------------------------------------|-----|-------|-----------------------|------|---|
| geometria pórtico (m) | | | geometria pilares (m) | | $I_{\text{pilares}} \text{ (m}^4\text{)}$ |
| H | L | D | b | h | |
| 3 | 5.5 | 6.265 | 0.25 | 0.65 | 0.00328 |

Uma ressalva para o cálculo do momento de inércia dos pilares, I_{pilares} , que foi realizado através da média dos valores de pilares secundário e primários, com diferentes orientações.

Tabela 6 - Geometria de um pórtico na direcção Y

| Pórtico na direcção Y | | | | | |
|-----------------------|-----|-------|-----------------------|------|--|
| geometria pórtico (m) | | | geometria pilares (m) | | $I_{\text{pilares}} \text{ (m}^4\text{)}$ $I = b \cdot h^4$ |
| H | L | D | b | h | |
| 3 | 4.5 | 5.408 | 0.025 | 0.65 | 0.00572 |

Por último, nas Tabela 7, 8 e 9, podem ser consultados todos os parâmetros necessários para o cálculo da espessura da biela diagonal a (ver equações (3.2) e (3.3)).

Tabela 7 - Cálculo da espessura da biela diagonal equivalente num pórtico intermédio na direcção X

| Pórtico intermédio na direcção X | | |
|----------------------------------|---------------|----------------------|
| λL_{x_i} | a_{x_i} (m) | θ_{x_i} (rad) |
| 5.376 | 0.509 | 0.499 |

Tabela 8 - Cálculo da espessura da biela diagonal equivalente num pórtico de extremidade na direcção X

| Pórtico de extremidade na direcção X | | |
|--------------------------------------|---------------|----------------------|
| λH_{x_e} | a_{x_e} (m) | θ_{x_e} (rad) |
| 5.865 | 0.540 | 0.499 |

Tabela 9 - Cálculo da espessura da biela diagonal num pórtico na direcção Y

| Direcção Y | | |
|---------------|-----------|------------|
| λH_y | a_y (m) | θ_y |
| 4.275 | 0.529 | 0.588 |

5.3.1.3 - Modelação de secções plásticas axiais

Partindo do pressuposto de que os elementos de alvenaria são modelados para receberem exclusivamente esforço axial, a simulação do comportamento para a rotura foi realizado da mesma forma que para os elementos de betão armado, mas utilizando secções plásticas com controlo de deformação associadas ao esforço axial, as quais se pasará a designar como “secções plásticas axiais”. Para tal foi estabelecido o esforço axial último R_p (ver equação (3.4)) e o deslocamento último d_p governado pela equação (5.4). Na Tabela 10 apresenta-se os valores referidos para os pórticos na direcção X e Y.

$$d_p = \frac{R_p}{E_m A / D} \quad (5.4)$$

Tabela 10 - Parâmetros para secções plásticas axiais das paredes nas direcções X e Y

| Pórtico intermédio na direcção X | | Pórtico de extremidade na direcção X | | Pórtico na direcção Y | |
|----------------------------------|-------------------|--------------------------------------|-------------------|-----------------------|---------------|
| $R_{p_{x_i}}$ (KN) | $d_{p_{x_i}}$ (m) | $R_{p_{x_e}}$ (KN) | $d_{p_{x_e}}$ (m) | R_{p_y} (KN) | d_{p_y} (m) |
| 331.0 | 0.0074 | 351.2 | 0.0081 | 344.1 | 0.0070 |

Em que $E_m A$ corresponde à rigidez axial da secção da biela diagonal com $A = t_{eff} \cdot a$.

A Figura 23 mostra a o diagrama força-deslocamento assumido nas bielas de pórticos na direcção X.

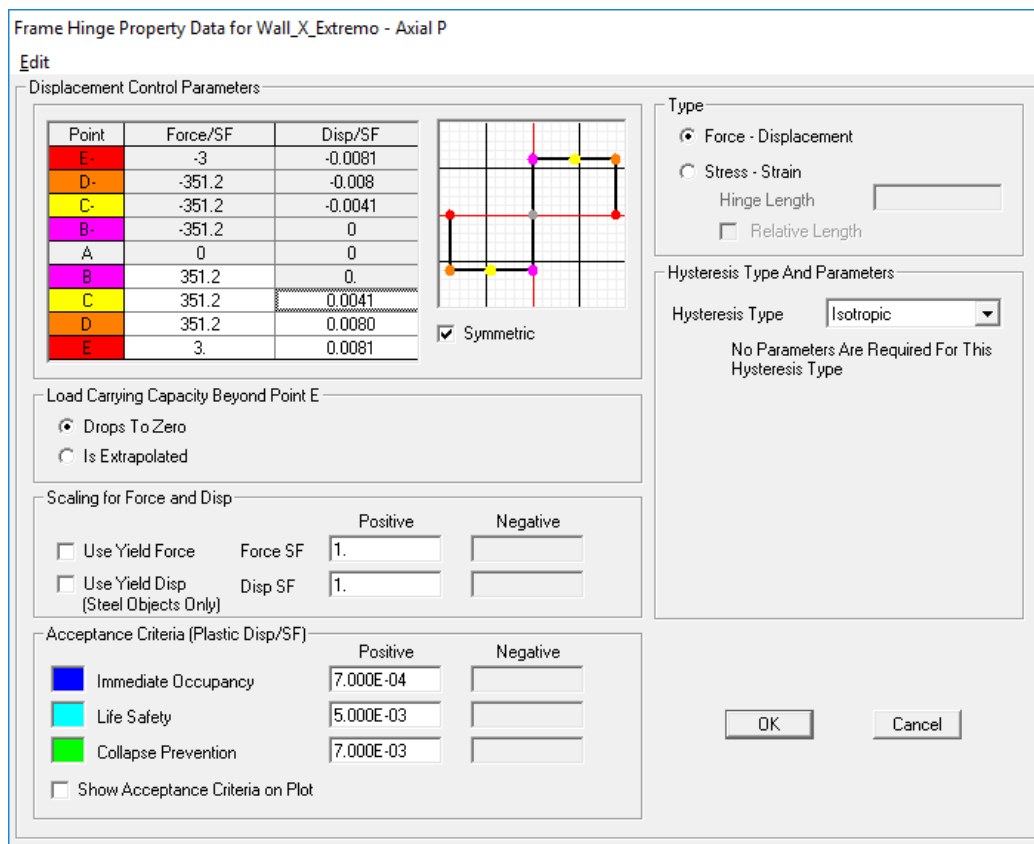


Figura 23 – Diagrama F-d da resposta ao esforço axial de escoras em pórticos na direcção x

5.3.1.4 – Resultados

Os resultados apresentados em seguida dizem respeito à análise *Pushover* na direcção X, com distribuição vertical uniforme de forças *Xaccel* a título de exemplo, sendo que, mais à frente apresentam-se os resultados de todas as análises. Optou-se por este caso por ser o que demonstra melhores resultados do ponto de vista de convergência.

A Curva de Capacidade no gráfico da Figura 24, tem assinalados 5 pontos coloridos cujos valores estão evidenciados na Tabela 9 que dizem respeito aos estados de deformabilidade seguintes:

- a verde – 1ª secção plástica numa parede
- a amarelo – 1ª rótula num elemento de betão
- a rosa – 1ª rotura numa parede
- a azul – formação de mecanismo
- a cinza – após rotura em elementos de betão

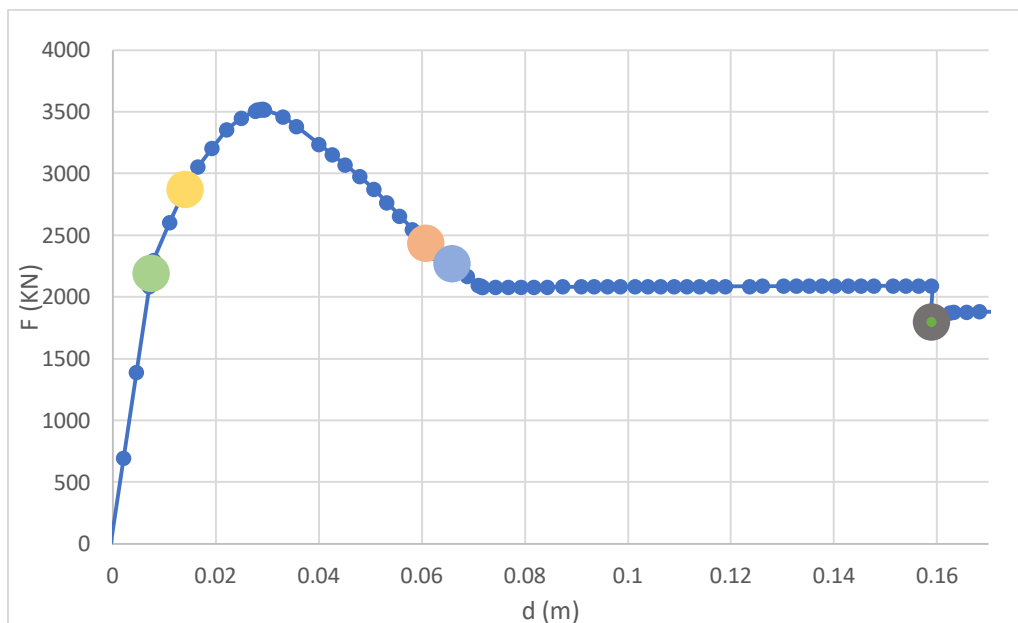


Figura 24 - Curva de Capacidade do modelo RB_PT - *Xaccel*

Tabela 11 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 24

| | RB_PT - <i>Xaccel</i> | | | | |
|--------|-----------------------|--------|--------|--------|--------|
| | a) | b) | c) | d) | e) |
| F (KN) | 2194.8 | 2872.7 | 2439.1 | 2269.3 | 1801.0 |
| d (m) | 0.0075 | 0.0140 | 0.0607 | 0.0659 | 0.1590 |

Na Figura 25 são ilustrados, sequencialmente, a deformada correspondente a cada um dos pontos referidos atrás, num pórtico de extremidade na direcção X, sendo que na mesma Figura, a escala de cores na parte inferior é a mesma apresentada na Figura 17. O ponto B, a Rosa, indica a formação da secção plástica axial, quando se atinge o esforço máximo e se começam a desenvolver deslocamentos nas secções, o ponto IO diz respeito à ocupação imediata e os pontos C, D e E dizem respeito a 25%, 50% e 100% da deformação última, respectivamente.

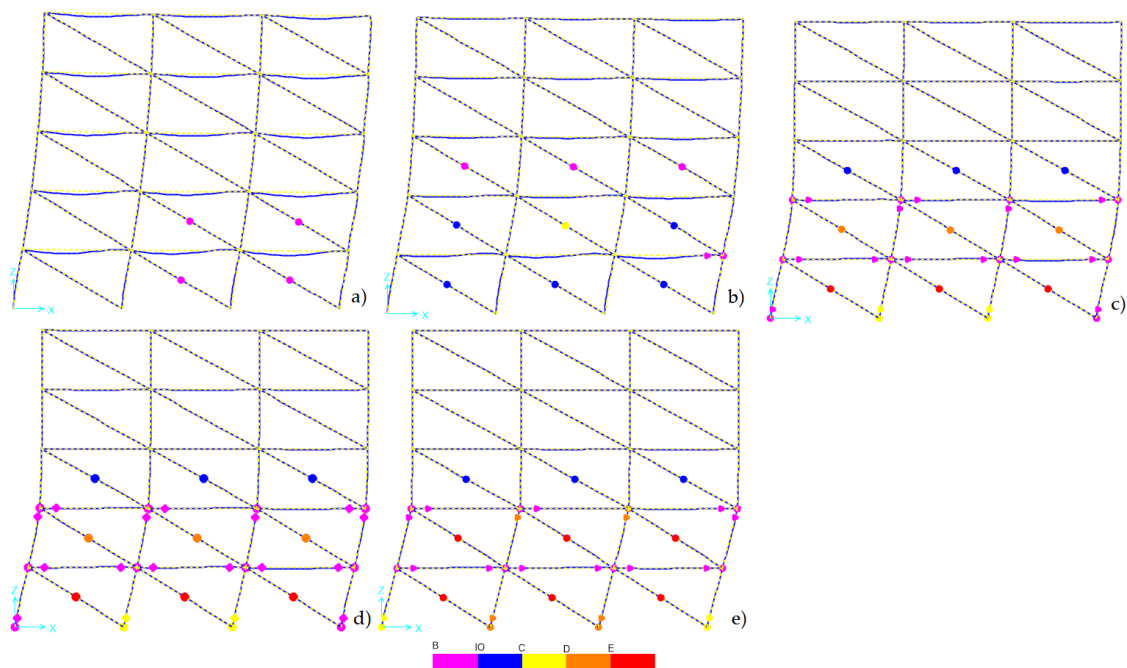


Figura 25 - Deformadas do modelo RB_PT para os pontos a), b), c), d) e e).

Fazendo um paralelismo entre a Figura 25 e o gráfico da Figura 24, pode-se verificar no estado a), a formação das primeiras rótulas plásticas e secções plásticas axiais, o que corresponde à cedência da estrutura, ou seja esta deixa de ter comportamento elástico e, quando se forma a primeira rótula plástica numa secção de betão armado, o declive da curva decresce significativamente, havendo perda de rigidez da estrutura. Seria de esperar, na transição do estado b) para o estado c), se obtivesse um troço recto horizontal correspondente à fase plástica da estrutura, seguindo-se de sucessivos troços rectos de força descendente, associado à rotura de cada parede no piso 0. O que se verifica na verdade, é um decréscimo gradual de resistência, após se alcançar o esforço e deslocamento máximos nas secções plásticas axiais de cada parede.

De seguida, após o estado d) surge um troço recto após a rotura da primeira parede, que se mantém constante pouco acima dos 2000 KN, um acréscimo de aproximadamente 400 KN face ao Modelo Base. Este acréscimo deve-se à resistência que os preenchimentos de alvenaria sem rotura presente conferem à estrutura. Os troços rectos do gráfico, entre 0.15 e 0.20 metros de deslocamento no topo do modelo, correspondem ao estado e) da Figura 25, dizem respeito à rotura na base dos dois pilares intermédios, embora não se verifiquem rótulas assinaladas a vermelho nos pilares devido ao facto de os pórticos da figura serem pórticos de extremidade. Pode-se constatar que a rotura destes elementos, surge para deslocamentos menores, assinalados no ponto e) da Tabela 11, face ao mesmo ponto para o Modelo Base (consultar Tabela 18).

O modelo apresenta um mecanismo do tipo *Soft Storey* associado aos dois primeiros pisos. Após a plastificação por esforço axial das paredes de alvenaria nos pisos 0 e 1 obtém-se resistência diferencial significativa entre os pisos 1 e 2, e formam-se rótulas plásticas na base dos pilares do piso 0 e no topo do piso 1, o que constitui uma configuração característica de *Soft Storey* sem paredes nos dois primeiros pisos.

5.3.2 - Modelo RB_SP0

O modelo RB_SP0 consiste no modelo RB_PT retirando-lhe os elementos de alvenaria no piso 0, sendo que as demais características mantêm-se as mesmas.

5.3.2.1 - Resultados

De seguida, no gráfico da Figura 26, na Tabela 10 e na Figura 27 são apresentados os resultados para a análise *Pushover Xaccel*.

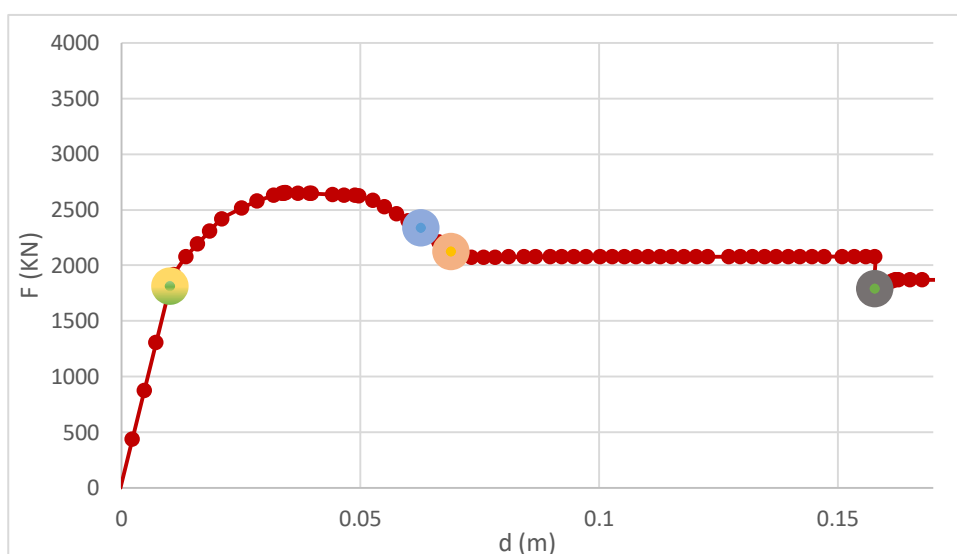


Figura 26 - Curva de Capacidade do modelo RB_SP0 - *Xaccel*

Tabela 12 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 26

| | RB_SP0 - <i>Xaccel</i> | | | | |
|--------|------------------------|--------|--------|--------|--------|
| | a) | b) | c) | d) | e) |
| F (kN) | 1811.3 | 1811.3 | 2125.4 | 2336.3 | 1791.6 |
| d (m) | 0.0101 | 0.0101 | 0.0690 | 0.0626 | 0.1578 |

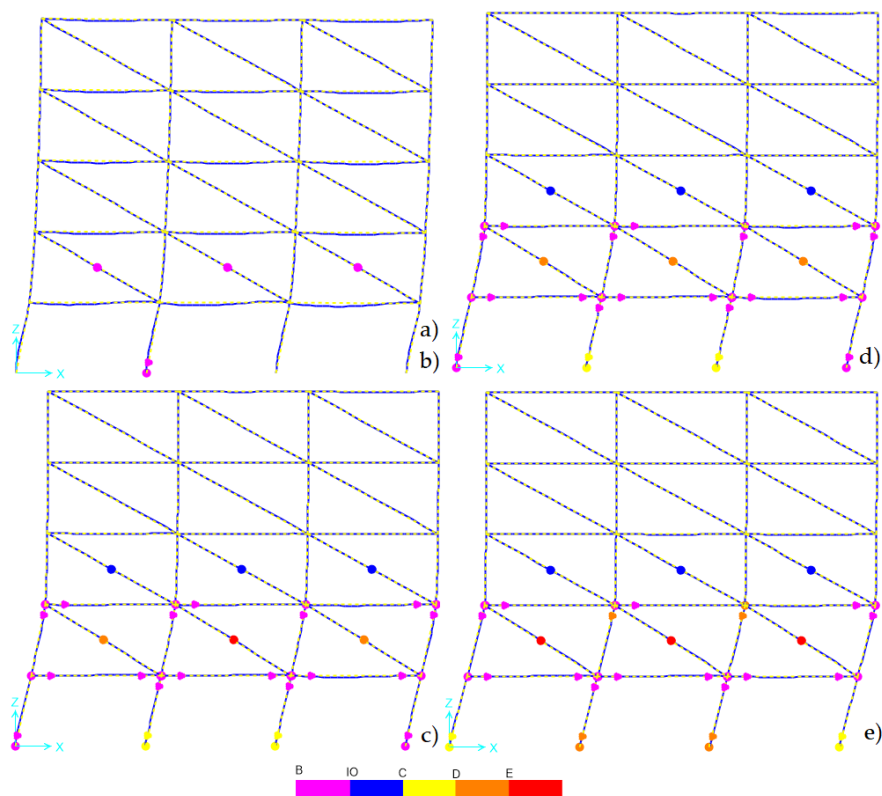


Figura 27 - Deformadas do modelo RB_SP0 para os pontos a), b), c), d) e e)

O comportamento do modelo RB_SP0 é semelhante ao comportamento do modelo RB_PT incluindo o mecanismo formado no estado d), à exceção de três pontos. Em primeira instância os estados a) e b) ocorrem no mesmo instante. Em segundo lugar a força máxima alcançada é inferior, o que seria de esperar pelo simples facto de este modelo contemplar menor número de paredes. Por último, podemos verificar pela Figura 27 e pela Tabela 12 que, a rotura da primeira parede, estado c), ocorre após a formação de mecanismo no estado d), sendo evidente, a formação de rótulas plásticas no topo do piso 0 no estado c).

Uma ressalva para o facto de inicialmente o piso 1 ter um deslocamento relativo entre os pisos acima dele, claramente superior aos outros, assim, os pisos 0 e 1, contribuem com a maior percentagem para o deslocamento total do edifício. Após o a plastificação das secções de parede do piso 0 devido por esforço axial, em simultâneo com as rótulas na base dos pilares e no topo do piso 1, passaram os dois pisos, 0 e 1, a ter a principal contribuição para o deslocamento total do edifício.

A primeira rotura em pilares, no estado e), ocorre para valores de deslocamento aproximados relativamente ao modelo RB_PT. Verificamos também que o mecanismo obtido é do tipo *Soft Storey* de dois pisos.

5.3.3 - Modelo RB_SP1

O modelo RB_SP1 foi criado a partir do modelo RB_SP0 retirando-lhe os elementos de alvenaria no piso 1, as restantes características mantêm-se as mesmas.

5.3.3.1 - Resultados

De seguida apresentam-se os resultados obtidos para a análise *Pushover Xaccel* do modelo RB_SP1.

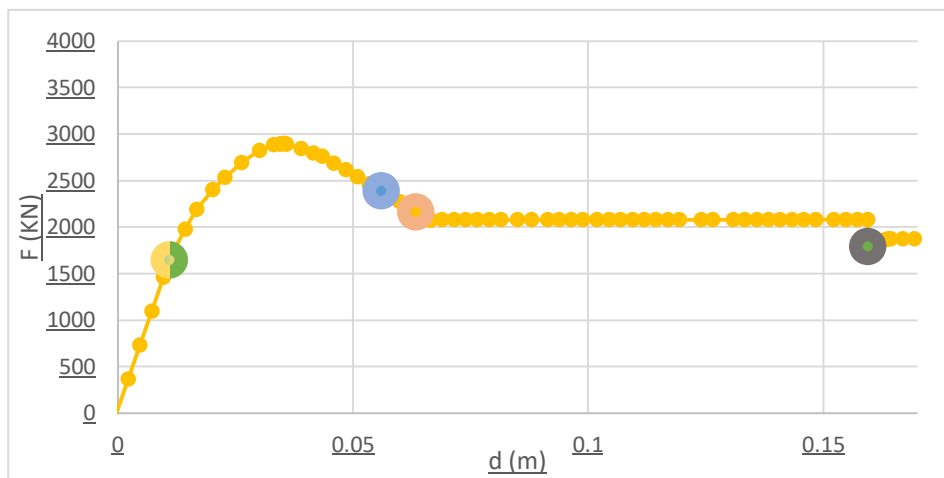


Figura 28 - Curva de Capacidade Modelo RB_SP1 - *Xaccel*

Tabela 13 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 28

| RB_SP1 - <i>Xaccel</i> | | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | a) | b) | c) | d) | e) |
| F (KN) | 1641.6 | 1641.6 | 2164.2 | 2388.7 | 1499.0 |
| d (m) | 0.0109 | 0.0109 | 0.0633 | 0.0559 | 0.1952 |

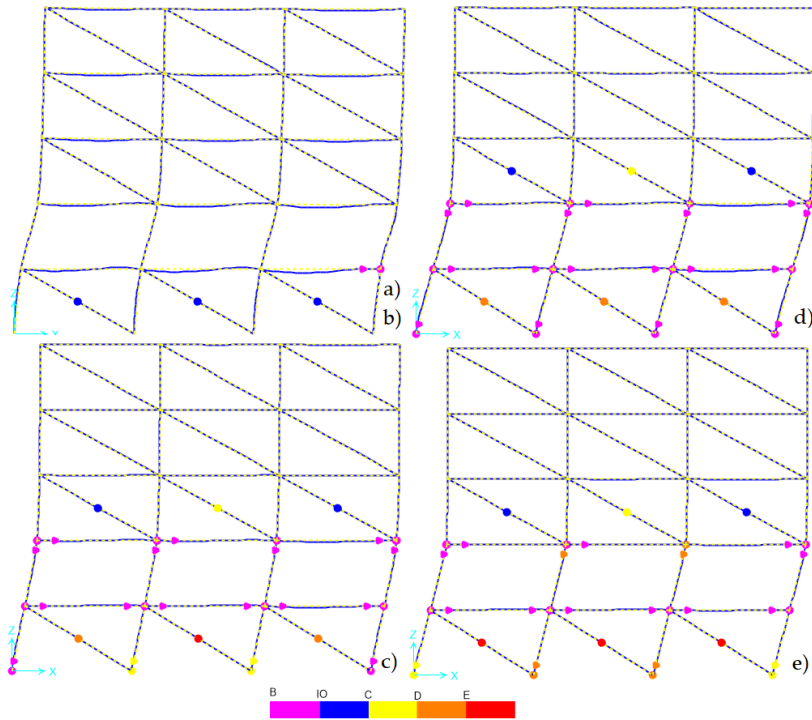


Figura 29 - Deformadas do modelo RB_SP0 para os pontos a), b), c), d) e e)

O comportamento do modelo RB_SP1, tal como se referiu para o modelo RB_SP0, é semelhante ao do modelo RB_PT incluindo o mecanismo formado no estado d). Pode se verificar pela Tabela 13 que os estados a) e b) ocorrem simultaneamente e a formação de um mecanismo ocorre antes da primeira rotura num elemento de alvenaria, à semelhança do modelo RB_SP0. O que diferencia o modelo RB_SP1 do modelo RB_SP0 é o facto de a força máxima alcançada ser superior, mas inferior à do modelo RB_PT tal como seria de esperar.

Verifica-se, à semelhança do modelo RB_SP0, que no piso 1 o deslocamento relativo é superior aos pisos acima dele, pelo que, os pisos 0 e 1 contribuem com maior percentagem para o deslocamento total do edifício.

O mecanismo formado neste modelo é também do tipo *Soft Storey*, também com dois pisos associados, pois verifica-se a formação de rótulas plásticas na base dos pilares no piso 0 e no topo do piso 1.

5.3.4 - Modelo RE_PT

O modelo RE_PT foi concebido partindo do modelo RB_PT com uma alteração significativa. Após realizada a análise dos três modelos acima, verificou-se que não existe

disparidades significativas entre os três modelos no que diz respeito às deformadas obtidas, ao estado na rotura e ao tipo de mecanismos formados.

Para o modelo abordado nesta secção e nas duas que se seguem, duplicou-se a resistência das paredes de alvenaria, associando esta alteração a uma solução construtiva do mesmo tipo, com parede dupla em tijolo de alvenaria e juntas de argamassa, mas com a utilização de tijolo com o dobro da espessura no plano da parede.

Procedeu-se à construção dos modelos com paredes de resistência elevada face aos modelos anteriores, por forma a verificar se o tipo de tijolo ou o tipo de solução construtiva teria influência no comportamento. Nesta secção comparam-se os resultados dos modelos RE_PT e RB_PT, ou seja, compara-se a influência entre alvenaria de elevada e baixa resistência, respectivamente.

5.3.4.1 - Modelação dos materiais

Os materiais utilizados para o modelo RE_PT são os mesmos que os do modelo RB_PT, portanto a modelação é realizada da mesma forma. Sugere-se a consulta da secção 5.3.1.1.

5.3.4.2 - Modelação de secções

A modelação das secções para o modelo RE_PT segue a metodologia adoptada na secção 5.3.1.2, pelo que se sugere a consulta da mesma.

Por forma a considerar o acréscimo de resistência nos preenchimentos de alvenaria para o dobro, as secções foram modeladas para dobro da espessura efectiva t_{eff} face ao valor utilizado para o modelo RB_PT.

5.3.4.3 - Modelação de secções plásticas axiais

O acréscimo de resistência nos painéis de alvenaria para o dobro, foi obtido considerando o dobro do valor da resistência à compressão utilizado no modelo RB_PT, mantendo o mesmo valor para a deformação última. Estes valores para os modelos RE_PT, RE_SP0 e RE_SP1 são os da Tabela 12.

Tabela 14 - Parâmetros para secções plásticas axiais dos das paredes nas direcções X e Y dos modelos com paredes de resistência elevada

| Pórtico intermédio na direcção X | | Pórtico de extremidade na direcção X | | Pórtico na direcção Y | |
|----------------------------------|----------|--------------------------------------|----------|-----------------------|----------|
| Rp_x (KN) | dp_x (m) | Rp_x (KN) | dp_x (m) | Rp_y (KN) | dp_y (m) |
| 662.0 | 0.0074 | 702.4 | 0.0081 | 688.1 | 0.0070 |

5.3.4.4 - Resultados

Para o modelo RE_PT apresenta-se de seguida a Curva de Capacidade retirada da análise *Pushover Xaccel*, os valores para os pontos a), b), bem como as respectivas deformadas.

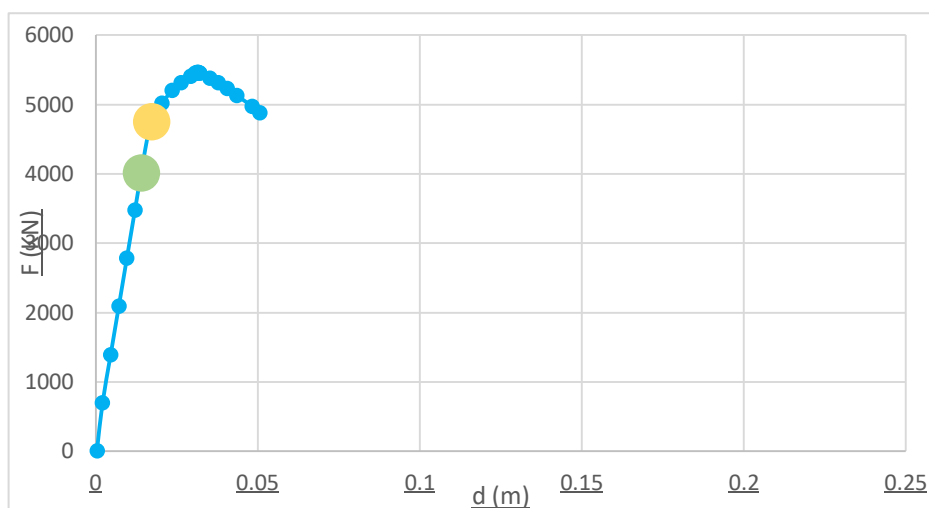


Figura 30 - Curva de Capacidade Modelo RE_PT - Xaccel

Tabela 15 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 30

| | RE_PT - Xaccel | | | | |
|--------|----------------|--------|----|----|----|
| | a) | b) | c) | d) | e) |
| F (KN) | 4005.2 | 4742.8 | x | x | x |
| d (m) | 0.0140 | 0.0172 | x | x | x |

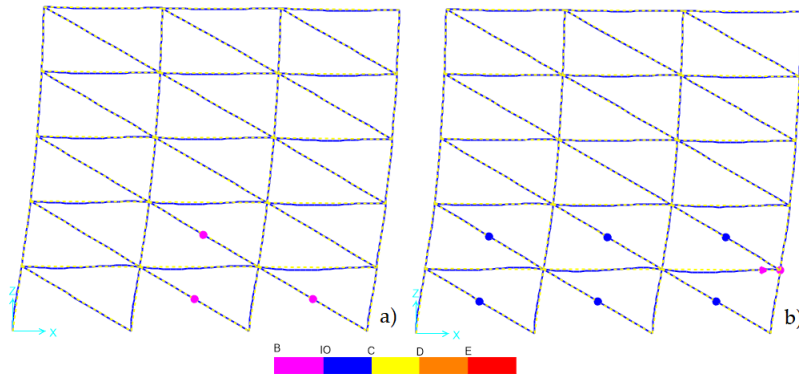


Figura 31 - Deformadas do modelo RB_SP0 para os pontos a), b), c), d) e)

Pode-se verificar no gráfico da Figura 30 que, após a plastificação das primeiras secções de alvenaria por esforço axial surge um troço de resistência descendente progressiva que é interrompido. Esta análise não permitir tirar todas as conclusões pois esta não foi totalmente desenvolvida, devido a um eventual erro numérico no *software* de cálculo. Uma ressalva para o facto de a maior força alcançada ser significativamente mais elevada relativamente ao modelo RB_PT.

5.3.5 - Modelo RE_SP0

À semelhança do que se fez para o modelo RB_SP0, o modelo RE_SP0 foi concebido partindo do modelo com paredes em todo o edifício, neste caso do modelo RE_PT, retirando-lhe os elementos de parede no piso 0.

5.3.5.1 - Resultados

Apresentam-se de seguida, mais uma vez para a análise *Pushover Xaccel*, os resultados para o modelo RE_SP0, fazendo uma análise comparativa entre o presente modelo e o modelo RB_PT.

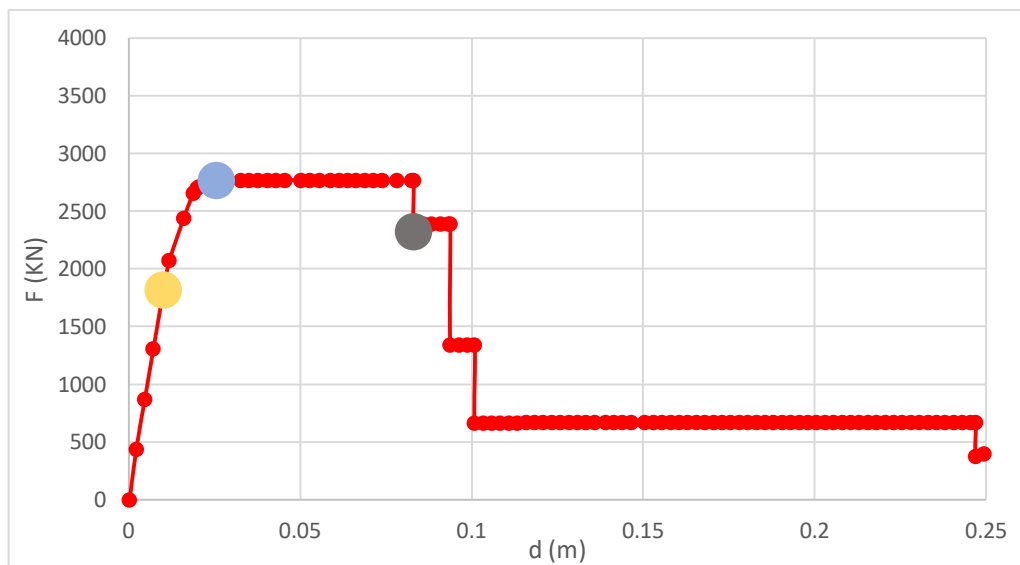


Figura 32 - Curva de Capacidade Modelo RE_SP0 - Xaccel

Tabela 16 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 32

| RE_SP0 - Xaccel | | | | | |
|-----------------|----|--------|----|--------|--------|
| | a) | b) | c) | d) | e) |
| F (kN) | x | 1819.1 | x | 2766.1 | 2324.4 |
| d (m) | x | 0.0101 | x | 0.0256 | 0.0831 |

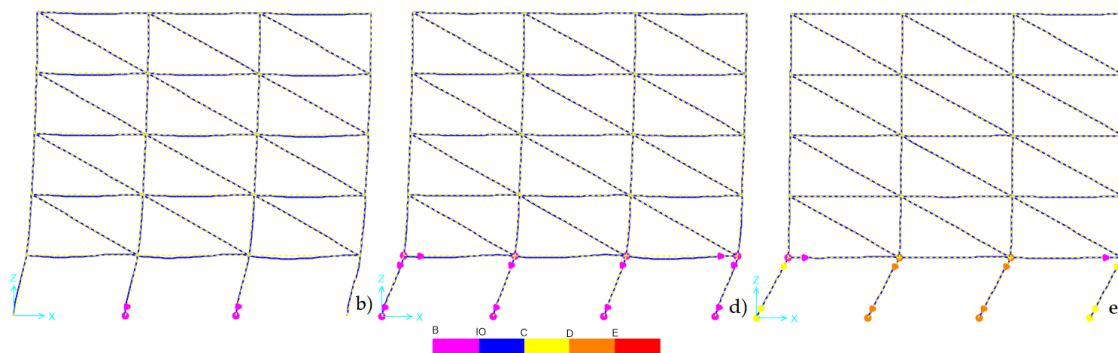


Figura 33 - Deformadas do modelo RB_SP0 para os pontos a), b), c), d) e e)

Da análise do gráfico na Figura 32 podemos constatar que, tal como seria de esperar dado o aumento de resistência nas paredes, que o valor de força máxima aumentou consideravelmente relativamente ao modelo RB_SP0, de aproximadamente 2000kN para cerca de 2800 kN. Não se verifica um troço de força descendente pois, tal como indica a Figura 33, não surgem formação de secções plásticas axiais nas paredes.

O deslocamento alcançado, associado à rotura na base dos pilares intermédios é consideravelmente inferior comparando com os valores do modelo RB_SP0. Na figura 33

evidente que a deformada associada corresponde a um mecanismo do tipo *Soft Storey*, e os deslocamentos registados no nó de referência para a análise *Pushover* no topo do edifício, são praticamente os mesmos registados no piso 1.

5.3.6 - Modelo RE_SP1

O modelo RE_SP1 obtém-se através do modelo RE_PT retirando-lhe os elementos de alvenaria no primeiro piso.

5.3.6.1 - Resultados

Apresentam-se de seguida, a Curva de Capacidade do modelo RE_SP1, os valores dos pontos a), b), c) d) e e) e a deformada associada a cada ponto.

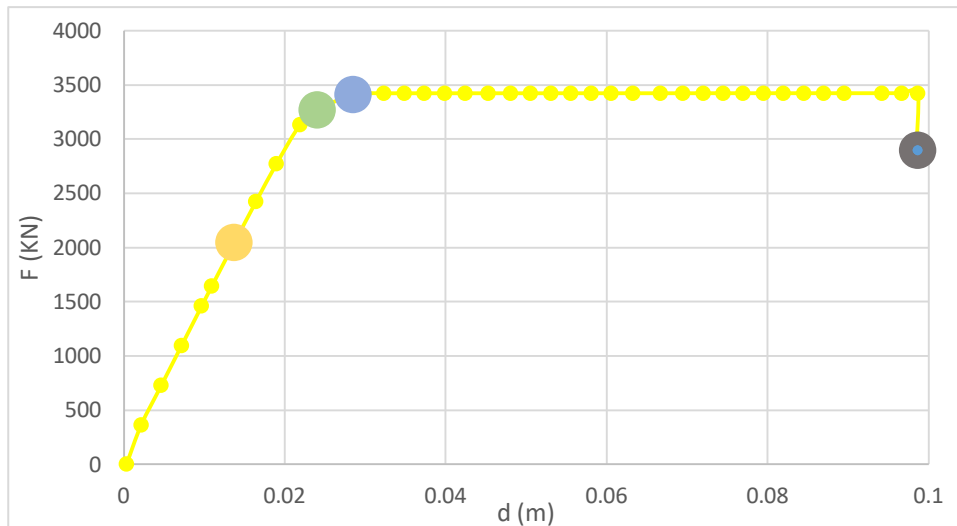


Figura 34 - Curva de capacidade modelo RE_SP1 - *Xaccel*

Tabela 17 - Força e deslocamento nos pontos assinalados na Figura 34

| RE_SP1 - <i>Xaccel</i> | | | | | |
|------------------------|--------|--------|----|--------|--------|
| | a) | b) | c) | d) | e) |
| F (kN) | 3267.5 | 2043.1 | x | 3411.5 | 2896.0 |
| d (m) | 0.0241 | 0.0137 | x | 0.0285 | 0.0987 |

A relação entre os modelos sem paredes no piso 0 e no piso 1 com alvenarias de elevada resistência, RE_SP0 e RE_SP1, respectivamente, é semelhante à relação entre os mesmos modelos com paredes de alvenaria de baixa resistência. No modelo RE_SP1,

verificou-se um aumento de resistência face ao modelo RE_SP0, mais expressivo do que no modelo RB_SP1 face ao modelo RB_SP0. Mais uma vez é claro o decréscimo do valor de deslocamento máximo registado no topo do edifício, sendo que no modelo RE_SP0 esse deslocamento é inferior ao deslocamento registado no modelo RE_SP1.

Verifica-se também no modelo RE_SP1, na Figura 34, a formação de mecanismo do tipo *Soft Storey*.

No geral, pode-se afirmar que o modelo com ausência de paredes de alvenaria no piso 0 demonstra pior comportamento do que o modelo com ausência de paredes de alvenaria no piso 1.

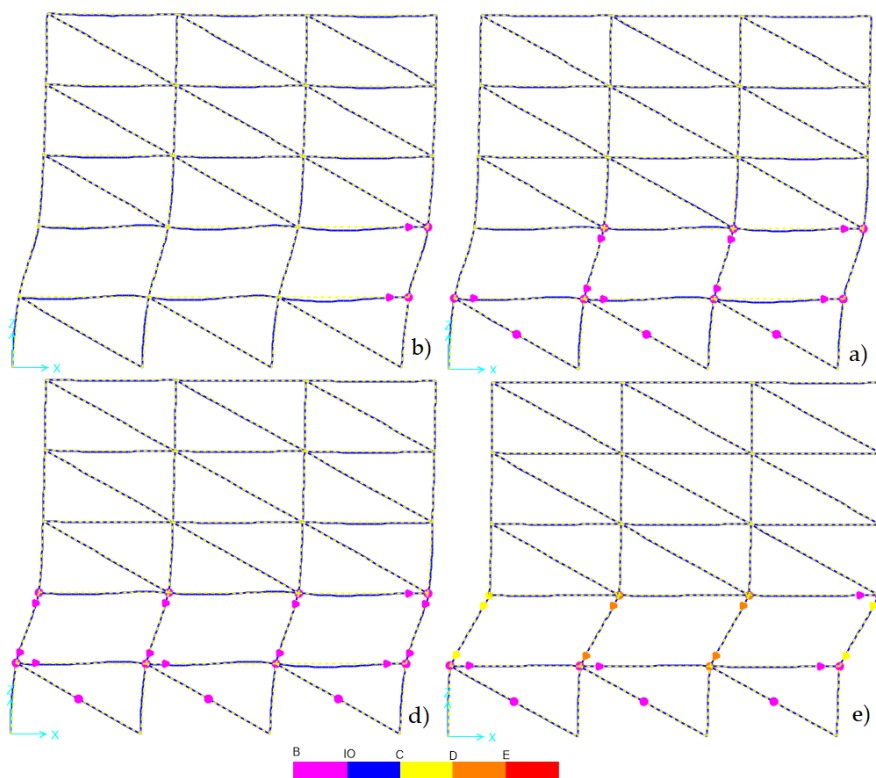


Figura 35 - Deformadas do modelo RB_SP0 para os pontos a), b), c), d) e e)

5.4- Análise comparativa

Na secção 5.3 foram apresentados os resultados para cada modelo individualmente, fazendo uma análise comparativa entre eles, através das deformadas e das curvas de capacidade obtidas das respectivas análises *Pushover* na direcção X com distribuição vertical uniforme de força, *Xaccel*.

No presente capítulo faz-se uma compilação e das Curvas de Capacidade de cada modelo, para a análise *Pushover* realizada *Xaccel*, *Xmode*, *Yaccel* e *Ymode*.

Nos gráficos das figuras 36, 37, 38 e 39, verifica-se deslocamentos de valores negativos. Estes deslocamentos foram na realidade registados como valores positivos e, todas as análises *Pushover*, para cada modelo, foram realizadas no sentido por forma a que as bielas diagonais equivalentes fossem sempre solicitadas à compressão. Para permitir a construção do gráfico, multiplicaram-se todos os valores de deslocamentos aos modelos de paredes com resistência elevada (RE) por -1, para que o eixo das ordenadas separasse os modelos com paredes de alvenaria de baixa resistência, à direita, dos modelos com paredes de alvenaria de elevada resistência, à esquerda.

5.4.1 - Análise *Xaccel*

A Figura 36 mostra os resultados obtidos na análise *Xaccel* para todos os modelos. No gráfico da mesma Figura, ao comparar as curvas com diferentes tons da mesma cor (modelos RB Vs RE), constata-se que em todos os modelos de resistência elevada nas paredes, a resistência global da estrutura é superior face aos modelos com resistência baixa nas paredes, visto se alcançaram valores de F também superiores, para a fase plástica da Estrutura. Verifica-se, de forma geral que os modelos RE apresentam maior fragilidade pois os deslocamentos associados à rotura (1º troço recto vertical) são sempre inferiores.

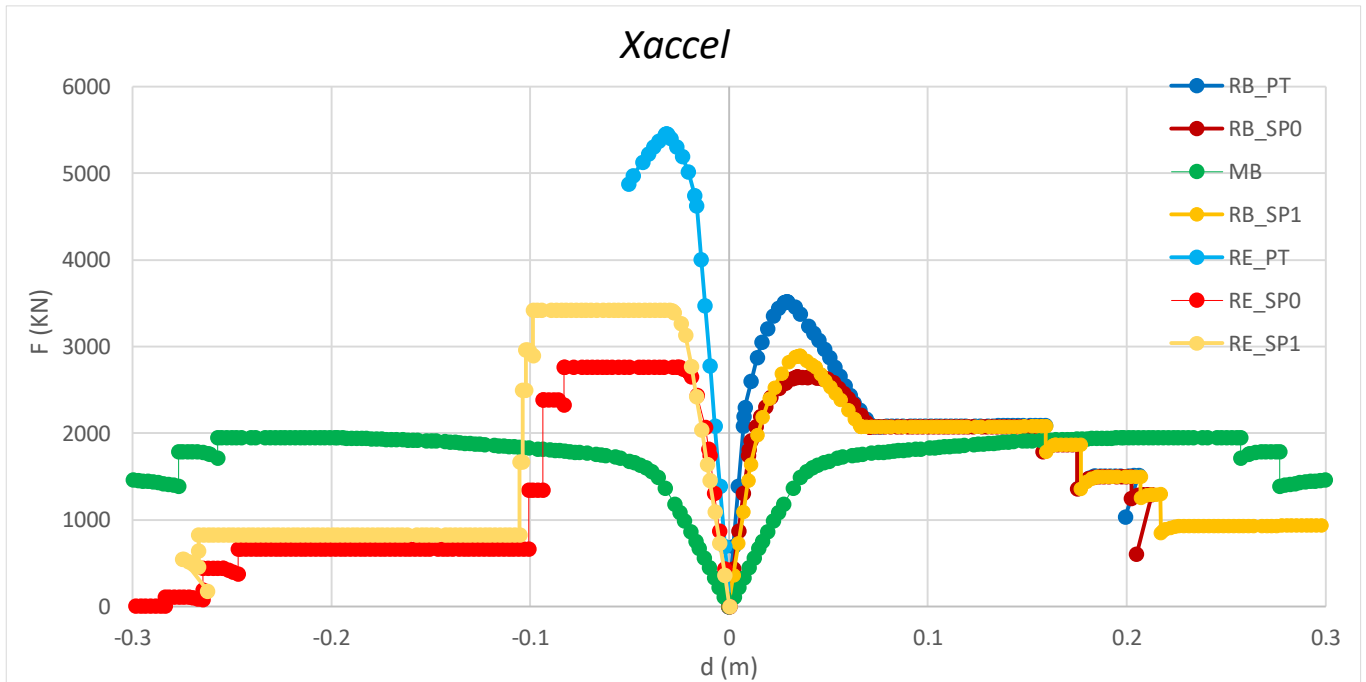


Figura 36 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - *Xaccel*

Percebe-se na Figura 36, de forma inesperada, para os modelos de RB, que a perda de resistência nos elementos de alvenaria se deu de forma gradual e não repentina. Supõe-se que este facto ocorra devido a haver uma imediata resposta da estrutura, quando se atingem os valores máximos de força e deslocamento numa determinada secção plástica axial de uma parede, fazendo com que o esforço axial mobilizado pela mesma parede seja redistribuído para os elementos adjacentes.

Na tabela 18 apresentam-se os valores da análise *Pushover Xaccel* para a força F , que corresponde à soma das reacções na base dos elementos verticais, e para o deslocamento no nó central do topo do edifício, para cada modelo. Esta tabela compila os mesmo valores apresentados nas tabelas 11 a 17 da secção 5.3, onde é feita a análise destes resultados. Sugere-se ao leitor a consulta da mesma secção.

Tabela 18 - Força e deslocamento da análise *Xaccel*, para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4)

| | | <i>Xaccel</i> | | | | |
|--------|--------|---------------|--------|--------|--------|--------|
| | | a) | b) | c) | d) | e) |
| MB | F (KN) | x | 861.4 | x | 1945.4 | 1788.5 |
| | d (m) | x | 0.0193 | x | 0.1899 | 0.2770 |
| RB_PT | F (KN) | 2194.7 | 2872.6 | 2439.1 | 2269.3 | 1800.9 |
| | d (m) | 0.0075 | 0.0140 | 0.0607 | 0.0658 | 0.1589 |
| RB_SPO | F (KN) | 1811.3 | 1811.3 | 2125.3 | 2336.2 | 1791.5 |
| | d (m) | 0.0101 | 0.0101 | 0.0689 | 0.062 | 0.1577 |

| | | | | | | |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| RB_SP1 | F (KN) | 1641.6 | 1641.6 | 2164.2 | 2388.6 | 1792.1 |
| | d (m) | 0.0109 | 0.0109 | 0.0633 | 0.0559 | 0.1594 |
| RE_PT | F (KN) | 4005.1 | 4742.7 | x | x | x |
| | d (m) | 0.0140 | 0.0172 | x | x | x |
| RE_SP0 | F (KN) | x | 1819.0 | x | 2766.1 | 2324.3 |
| | d (m) | x | 0.0101 | x | 0.0256 | 0.0831 |
| RE_SP1 | F (KN) | 3267.4 | 2043.0 | x | 3411.5 | 2896.0 |
| | d (m) | 0.0240 | 0.0137 | x | 0.0285 | 0.0986 |

5.4.2 - Análise *Xmode*

O gráfico da Figura 37 mostra os resultados obtidos na análise *Xmode* para todos os modelos. No gráfico da Figura 37, verifica-se que as análises aos elementos com paredes em todo o edifício, RB_PT e RE_PT, foram interrompidas antes de se alcançar a fase plástica da estrutura, pelo que não se podem tirar todas as conclusões. Verifica-se no entanto, que estas análises apresentam picos de resistência semelhantes acima dos 5000 KN de força mobilizada.

Em relação aos modelos sem paredes nos pisos 0 e 1, tanto para os modelos de baixa, como para os de elevada resistência nas paredes, verificam-se valores próximos de força máxima alcançada, o que significa semelhante resistência entre os modelos. Na análise *Xaccel*, a força máxima alcançada no modelo RE_SP0 é de aproximadamente 2766KN (ver ponto d) na Tabela 18) e de aproximadamente 3411 KN para o modelo RE_SP1 (ver ponto d) na Tabela 18), uma diferença de sensivelmente 645 KN. Para a análise *Xmode* a diferença entre a força máxima para os mesmos modelos é de aproximadamente 70KN (ver ponto d) para os modelos RE_SP0 e RE_SP1 na Tabela 19). Desta forma, a variação de distribuição de paredes em altura, isto é, a ausência de paredes no piso 0 ou no piso 1, é de maior relevância para distribuições de forças horizontais uniforme, do que para os casos de distribuição modal. No que diz respeito aos deslocamentos máximos alcançados, nas mesmas duas análises verificam-se valores aproximados para os mesmos modelos.

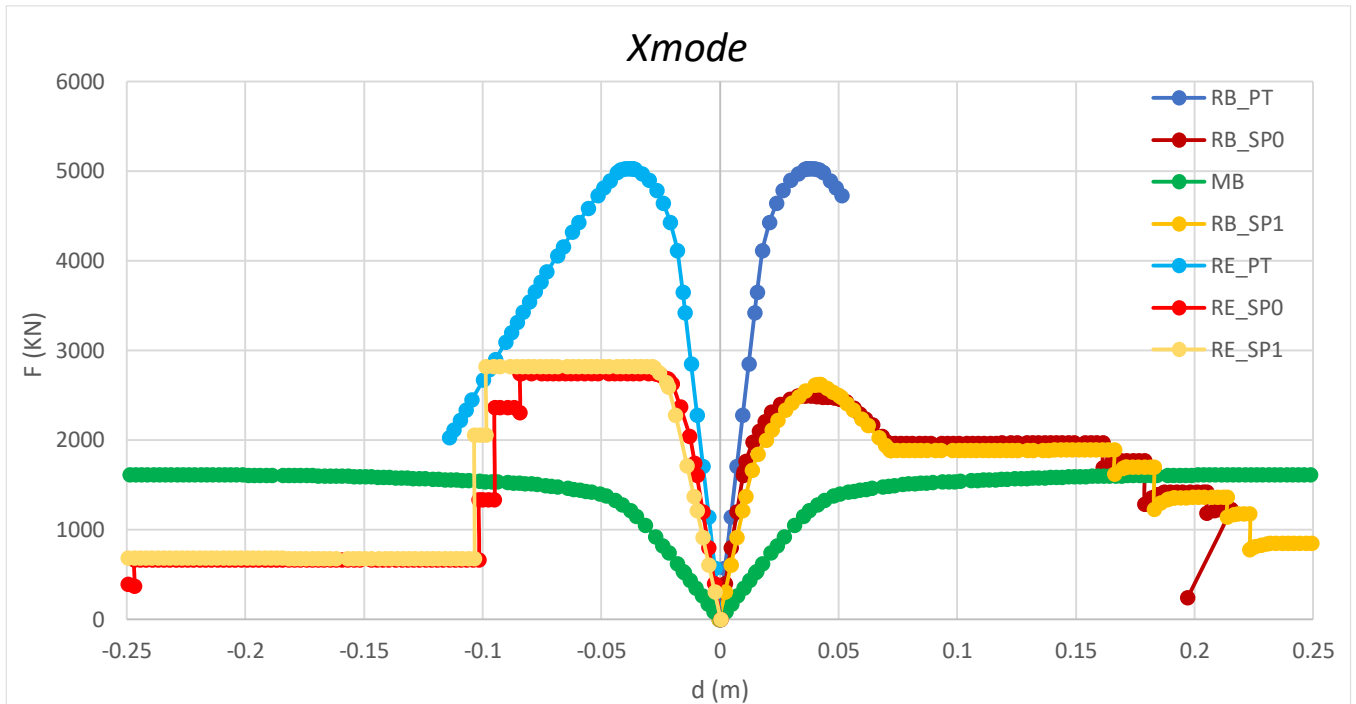


Figura 37 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - *Xmode*

Da consulta da Tabela 19, nota-se a formação de mecanismo nos modelos (ponto d)) RB_SP0 e RB_SP1, para um incremento de força na estrutura de aproximadamente 200KN, após a rotura da primeira parede (ponto c)). Este incremento representa menos de 10% da força total mobilizada. Relativamente aos modelos com paredes de resistência elevada, não se dá rotura em paredes antes da formação de mecanismos, e de igual forma, antes da rotura do primeiro elemento de betão armado (ponto e))

Tabela 19 - Força e deslocamento da análise *Xmode*, para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4)

| | | <i>Xmode</i> | | | | |
|--------|--------|--------------|---------|--------|----------|--------|
| | | a) | b) | c) | d) | e) |
| MB | F (KN) | x | 623.1 | x | 1581.2 | 1496.0 |
| | d (m) | x | 0.01790 | x | 0.1368 | 0.3766 |
| RB_PT | F (KN) | 1708.3 | 2310.1 | x | x | x |
| | d (m) | 0.0071 | 0.0115 | x | x | x |
| RB_SP0 | F (KN) | 1602.9 | 1761.6 | 2044.7 | 2237.2 | 1969.7 |
| | d (m) | 0.0097 | 0.0109 | 0.0682 | 0.0613 | 0.158 |
| RB_SP1 | F (KN) | 1373.1 | 1214.9 | 1943.7 | 2233.2 | 1889.9 |
| | d (m) | 0.0109 | 0.0096 | 0.0698 | 0.0598 | 0.1635 |
| RE_PT | F (KN) | 3648.1 | 3416.6 | 2111.0 | 3875.2 | x |
| | d (m) | 0.0156 | 0.0146 | 0.1120 | 0.0728 | x |
| RE_SP0 | F (KN) | x | 1602.9 | x | 2739.2 | 2740.6 |
| | d (m) | x | 0.0097 | x | 0.027042 | 0.0839 |

| | | | | | | |
|--------|--------|---|--------|---|----------|--------|
| RE_SP1 | F (KN) | x | 1214.9 | x | 2809.48 | 2819.7 |
| | d (m) | x | 2194.7 | x | 0.027592 | 2079.9 |

5.4.3 - Análise *Yaccel* e *Ymode*

Do ponto de vista da resistência a análise comparativa para as análises *Pushover* na direcção Y é análoga à análise na direcção X. Opondo a análise com distribuição vertical uniforme de força e a análise distribuição modal nos modelos sem paredes nos pisos 0 e 1. Nota-se que existe maior discrepância de força máxima alcançada entre os modelos RE_SP0 e RE_SP1 para a análise *Yaccel*, do que para análise *Ymode*. O mesmo se pode dizer para os modelos RB.

Do ponto de vista da deformação, as análises na direcção Y não acrescentam informação adicional relativamente ao que se referiu anteriormente nas secções 5.3 e na presente secção. O facto de a perda de resistência da estrutura ser gradual em vez de abrupta, não se verificam diferenças para a fase plástica da estrutura nos diferentes modelos, conseqüentemente, não se registaram diferenças relativamente ao deslocamento máximo nos diversos modelos.

Nas figuras 38e 39 podem ser consultadas as Curvas de Capacidade para as análises *Yaccel* e *Ymode* respectivamente. Nas tabelas 20 e 21 apresentam-se os valores para os pontos notáveis a), b), c), d) e e) descritos na secção 5.3.1.4.

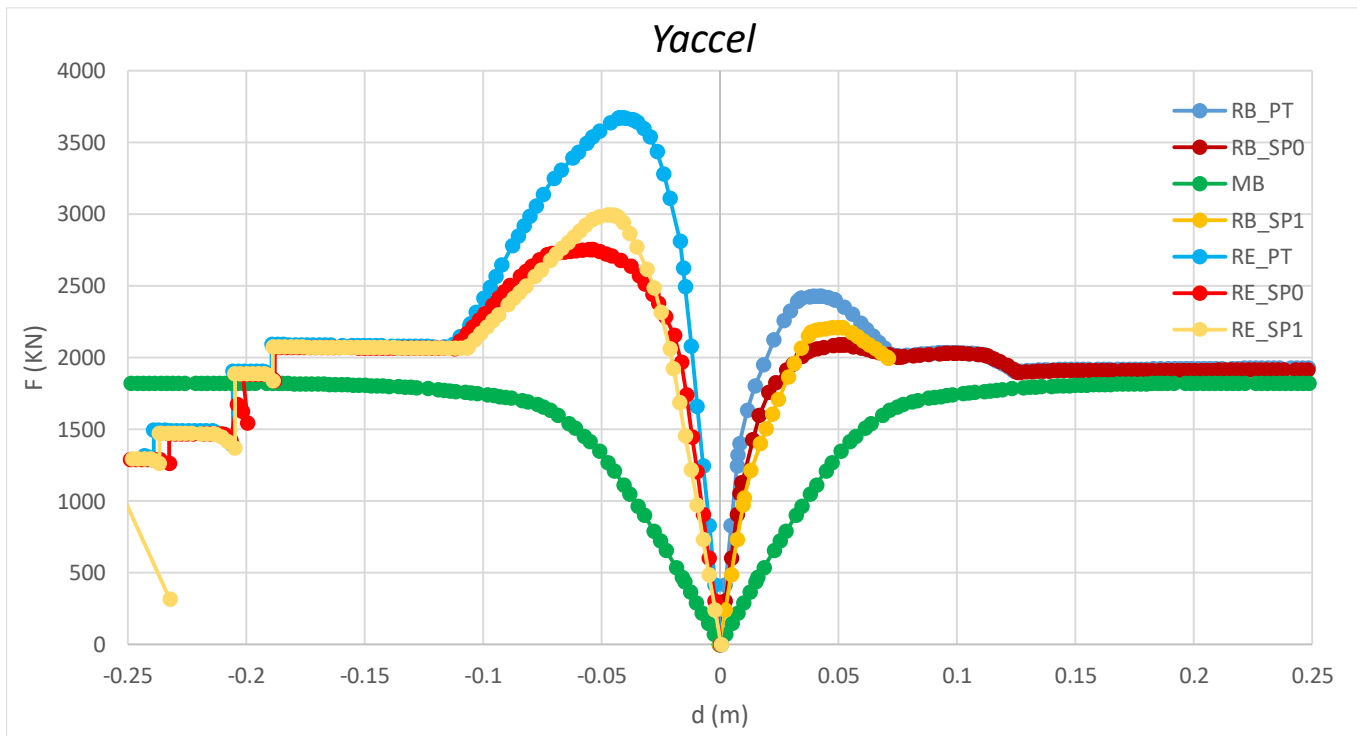


Figura 38 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - *Yaccel*

Tabela 20 - Força e deslocamento da análise *Yaccel*, para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4)

| | | <i>Yaccel</i> | | | | |
|--------|--------|---------------|--------|----------|--------|--------|
| | | a) | b) | c) | d) | e) |
| MB | F (KN) | x | 467.5 | x | 1819.9 | 1822.7 |
| | d (m) | x | 0.0159 | x | 0.1823 | 0.4035 |
| RB_PT | F (KN) | 1246.9 | 1632.7 | 2064.5 | 2009.2 | 1930.9 |
| | d (m) | 0.0071 | 0.0115 | 0.0694 | 0.0766 | 0.2633 |
| RB_SPO | F (KN) | 1053.9 | 1427.4 | 2010.9 | 1908.1 | 1915.6 |
| | d (m) | 0.0084 | 0.0138 | 0.0740 | 0.1389 | 0.362 |
| RB_SP1 | F (KN) | 974.2 | 1021.4 | 2003.9 | x | x |
| | d (m) | 0.0096 | 0.0101 | 0.070506 | x | x |
| RE_PT | F (KN) | 2624.0 | 2493.8 | 2315.6 | 2778.9 | 2092.6 |
| | d (m) | 0.0154 | 0.0147 | 0.1028 | 0.0876 | 0.1893 |
| RE_SPO | F (KN) | 1968.2 | 1207.7 | 2115.2 | 2566.5 | 2072.4 |
| | d (m) | 0.0166 | 0.0097 | 0.1096 | 0.0844 | 0.1857 |
| RE_SP1 | F (KN) | 1924.9 | 974.2 | 2126.5 | 2679.0 | 2074.7 |
| | d (m) | 0.0197 | 0.0096 | 0.1035 | 0.0716 | 0.1862 |

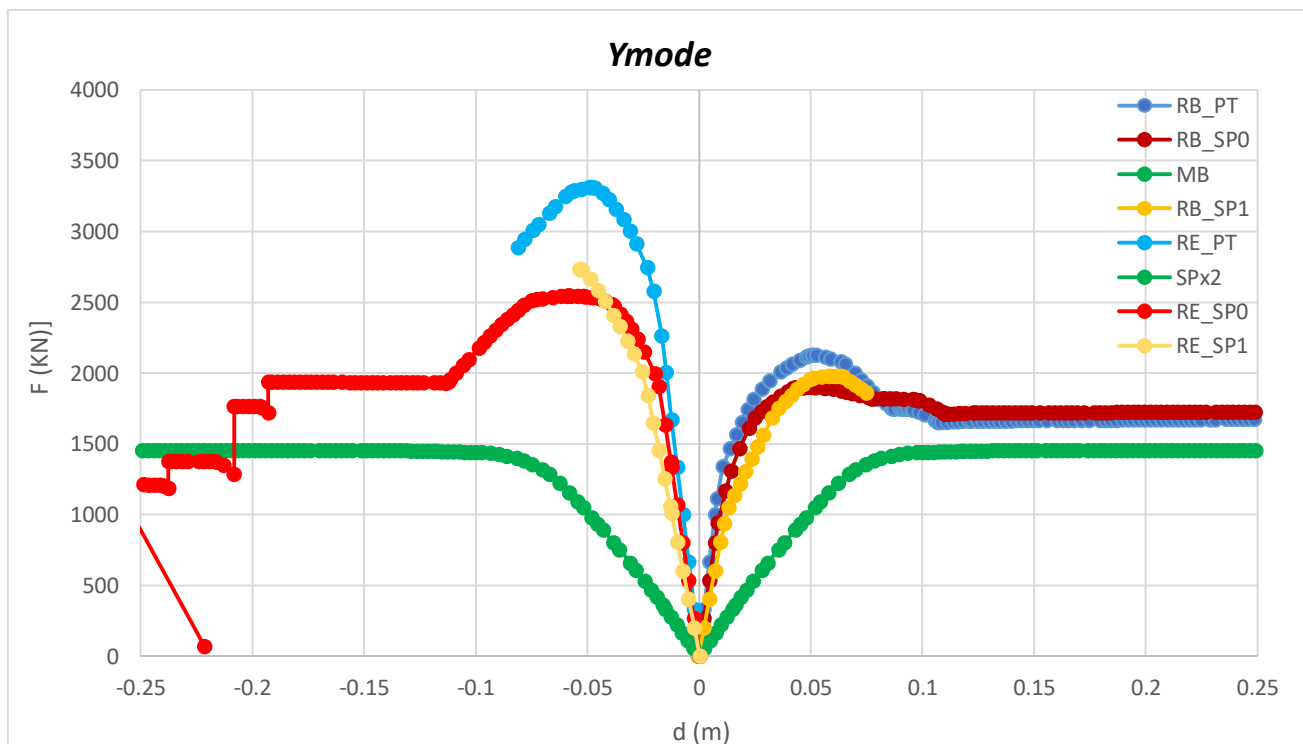


Figura 39 - Curvas de capacidade dos modelos RE vs RB - *Ymode*

Tabela 21 - Força e deslocamento da análise *Ymode*, para todos os modelos, nos pontos notáveis (ver secção 5.3.1.4)

| | | <i>Ymode</i> | | | | |
|--------|--------|--------------|----------|----------|----------|----------|
| | | a) | b) | c) | d) | e) |
| MB | F (KN) | x | 334.3 | x | 1454.63 | 1455.798 |
| | d (m) | x | 0.015 | x | 0.167708 | 0.466974 |
| RB_PT | F (KN) | 1002.026 | 1469.331 | 1865.132 | 1742.475 | 1677.801 |
| | d (m) | 0.007188 | 0.01398 | 0.077711 | 0.095293 | 0.284469 |
| RB_SPO | F (KN) | 800.593 | 944.706 | 1828.733 | 1719.024 | 1640.872 |
| | d (m) | 0.007199 | 0.008549 | 0.0758 | 0.122812 | 0.278246 |
| RB_SP1 | F (KN) | 807.795 | 940.027 | 1786.058 | 1661.826 | 1679.872 |
| | d (m) | 0.009709 | 0.011355 | 0.081726 | 0.116956 | 0.280516 |
| RE_PT | F (KN) | 2004.048 | 2264.543 | x | x | x |
| | d (m) | 0.014766 | 0.016736 | x | x | x |
| RE_SPO | F (KN) | 1636.231 | 1334.321 | 1956.814 | 2345.825 | 1938.857 |
| | d (m) | 0.015147 | 0.01227 | 0.111387 | 0.088356 | 0.191262 |
| RE_SP1 | F (KN) | 1843.575 | 807.795 | x | x | x |
| | d (m) | 0.022933 | 0.009709 | x | x | x |



6 CONCLUSÕES

O principal objectivo para o trabalho elaborado no âmbito da presente dissertação foi estabelecido como, determinar a influência das paredes de alvenaria em pórticos de betão armado no modo de rotura de estruturas, para estabelecer uma comparação quantitativa e qualitativa, nos casos em que se consideram ou não as alvenarias em projecto de estruturas. Este objectivo foi alcançado, verificando-se que os modelos com consideração de elementos de alvenaria apresentaram resultados completamente distintos dos modelos sem os mesmos elementos.

Das análises desenvolvidas, notou-se que as discrepâncias de resistências entre pisos consecutivos devido à ausência de elementos de alvenaria, reduzem de forma significativa tanto a resistência como a ductilidade das estruturas, tornando as estruturas susceptíveis à formação de mecanismos do tipo *Soft Storey*. Os mecanismos *Soft Storey* que se formaram nos modelos utilizados apresentaram rotura localizada com um e dois pisos associados.

De acordo com as expectativas iniciais, os modelos em que se considerou paredes de alvenaria demonstraram maior resistência global da estrutura. Os modelos com paredes em todo o edifício registaram valores mais elevados de força mobilizada, seguindo-se os modelos com ausência de paredes no piso 1 e, os modelos com ausência de paredes no piso 0 foram os menos resistentes. Do ponto de vista da deformação todos os modelos em que se modelaram os preenchimentos de alvenaria através de bielas diagonais equivalentes, registaram menores valores de deslocamento no topo do edifício face a Modelo Base.

Numa segunda abordagem aos modelos incluindo a modelação dos elementos de alvenaria, duplicou-se a resistência das mesmas, o que resultou no incremento da resistência global da estrutura, e como consequência obteve-se um decréscimo de compor-

tamento dúctil, isto é, registaram-se valores de deslocamento no topo do edifício menores, face aos modelos iniciais. No geral constatou-se que os modelos mais resistentes tende a ser menos deformáveis, conseqüentemente têm comportamento menos dúctil.

No que diz respeito às análises *Pushover* realizadas, estas foram concebidas de acordo com o Eurocódigo 8 [4], que recomenda duas distribuições de forças verticais, uma uniforme (*accel*) e uma modal (*mode*). Na globalidade dos resultados obtidos verificou-se maior rigidez relativa, entre os modelos com ausência de paredes nos pios 0 e 1, para as análises *accel*, do que para as análises *mode*.

Constatou-se que a análise *Pushover* é uma ferramenta bastante útil e de relativamente fácil aplicação para a avaliação do comportamento geral de estruturas para solicitações horizontais

Para trabalhos futuros, sugere-se a realização de ensaios, por forma a determinar características mecânicas das paredes de alvenaria, para solicitações à compressão na diagonal. Este tipo de ensaios permitirão estabelecer um modelo constitutivo não linear, para diferentes soluções construtivas em paredes. É também recomendada a criação de modelos distintos com maior diversidade de características geométricas. Fazer aumentar e diminuir a altura do piso com *Soft Storey* tem especial interesse, para que se avalie a influência de pilares altos e pilares curtos, bem como simular aberturas e incluir na modelação paredes divisórias.

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. S. Naphade, "Pushover Analysis Of RCC Building With Soft Storey At Different," *IOSR J. Mech. Civ. Eng.*, pp. 100-108, 2015.
- [2] H. Sezen, A. S. Whittaker, K. J. Elwood, and K. M. Mosalam, "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey," *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 1, pp. 103-114, 2003.
- [3] "Norma Portuguesa EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios," pp. 1-259, 2010.
- [4] "Norma Portuguesa EN 1998-1 - Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios," 2009.
- [5] CSI, "CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge," 2004.
- [6] T. G. 7. . R. Park, "Seismic design of precast concrete building structures, State-of-art-report, fib Bulletin Nr. 27," *FIB - Int. Fed. Struct. Concr.*, p. 263, 2003.
- [7] R. Bento, "Novos Métodos para Dimensionamento Sísmico de Estruturas," *Ciclo Palestras em Eng. Civil. Inst.*, 2003.
- [8] P. Fajfar, "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design," *Earthq. Spectra*, vol. 16, no. 3, pp. 573-592, 2000.
- [9] A. Costa, "Projecto de estruturas para resistência aos sismos," *Semin. - Ordem dos Eng.*, 2011.

- [10] G. Al-chaar, "Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures ERDC / CERL TR-02-1 Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures Construction Engineering," no. January, 2002.
- [11] M. J. A. L. Pipa, "Ductilidade de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas," Universidade Técnica de Lisboa, 1993.
- [12] MAINSTONE RJ, "On the stiffnesses and strengths of infilled frames," *Proc Inst Civ Eng, Suppl*, pp. 57-90, 1971.
- [13] L. M. Silva, A. Martins, G. Vasconcelos, and P. B. Lourenço, "Paredes de Alvenaria de Fachada: Soluções e sugestões de melhorias construtivas," *Semin. Reabil. Fachadas*, no. September, pp. 103-126, 2016.
- [14] A. BRANCO, I. GRILO, M. BARROS, E. CAVASCO, L. NEVES, and E. JULIO, "Contribuição de paredes de alvenaria não-estruturais para a robustez de edifícios de betão armado," *5as Jornadas Port. Eng. Estruturas*, no. November, pp. 1-16, 2014.
- [15] S. V. Polyakov, "On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall," *Earthq. Eng. Earthq. Eng. Res. Institute, San Fr. CA*, pp. 36-42, 1960.
- [16] B. STAFFORD SMITH and C. CARTER, "A METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES.," *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 1969.
- [17] LNEC, "Norma Portuguesa EN1990 - Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas," *Inst. Port. da Qual.*, vol. 1999, p. 88, 2009.
- [18] V. Lucio, "Folhas da disciplina de Estruturas de Betão Armado 1 - 11 Flexão composta e desviada.," *FCT UNL. Port.*, pp. 1-19, 2016.
- [19] "Norma Portuguesa EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-1: Acções gerais," *Library (Lond).*, pp. 1-71, 2005.
- [20] P. Mendis, "Plastic hinge lengths of normal and high-strength concrete in flexure," *Adv. Struct. Eng.*, vol. 4, no. 4, pp. 189-195, 2001.
- [21] M. Inel and H. B. Ozmen, "Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings," *Eng. Struct.*, vol. 28, no. 11, pp. 1494-

1502, 2006.

- [22] ASCE - American Society of Civil Engineers, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," *FEMA - Fed. Emerg. Manag. Agency*, vol. 36, no. 17, 2000.
- [23] S. Farazman, B. A. Izzuddin, and D. Cormie, "Influence of Unreinforced Masonry Infill Panels on the Robustness of Multistory Buildings," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 27, no. 6, pp. 673–682, 2013.
- [24] H. B. Kaushik, D. C. Rai, and S. K. Jain, "A Rational Approach To Analytical Modeling of Masonry Infills in Reinforced Concrete Frame Buildings," *14th World Conf. Earthq. Eng.*, 2008.
- [25] H. B. Kaushik, D. C. Rai, and S. K. Jain, "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 19, no. 9, pp. 728–739, 2007.
- [26] H. Rodrigues, H. Varum, and A. Costa, "A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behaviour of buildings under cyclic loading," *Int. J. Mech. Mater. Des.*, 2008.
- [27] H. Baghi, A. Oliveira, E. Cavaco, L. Neves, and E. Júlio, "Experimental Testing of Rc Frames With Masonry Infills Subjected To a Column Failure," no. July, pp. 1359–1366, 2016.
- [28] M. Tomaževič, M. Lutman, and V. Bosiljkov, "Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls," *Constr. Build. Mater.*, vol. 20, no. 10, pp. 1028–1039, 2006.
- [29] G. Magenes and G. M. Calvi, "In-plane seismic response of brick masonry walls," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 26, no. 11, pp. 1091–1112, 1997.
- [30] R. Vicente, H. Rodriguez, A. Costa, H. Varum, and J. A. R. Mendes da Silva, "Masonry enclosure walls: lessons learnt from the recent Abruzzo Earthquake," *14th Eur. Conf. Earthq. Engineering*, p. 983, 2010.
- [31] P. Tiago and E. Júlio, "Case study: Damage of an RC building after a landslide-inspection, analysis and retrofitting," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 7, pp. 1814–1820, 2010.

ANEXOS

Anexo A - Dimensionamento do Modelo Base

No presente anexo são exibidos os resultados do dimensionamento para o Modelo Base alvo de análise na presente dissertação. O processo de cálculo para obter os valores expostos pode ser consultado no Capítulo 4. No mesmo capítulo podem ser consultadas as designações para cada sigla.

Como a resistência atribuída a cada secção dos elementos de betão armado, na análise *Pushover*, é definida pelas rótulas plásticas, e como se colocaram rótulas plásticas somente nos extremos de cada elemento, apresentam-se somente os resultados para as mesmas secções.

A Figura seguinte mostra a nomenclatura adoptada para as vigas e para os pilares, bem como as zonas consideradas para a definição de armaduras nas vigas.

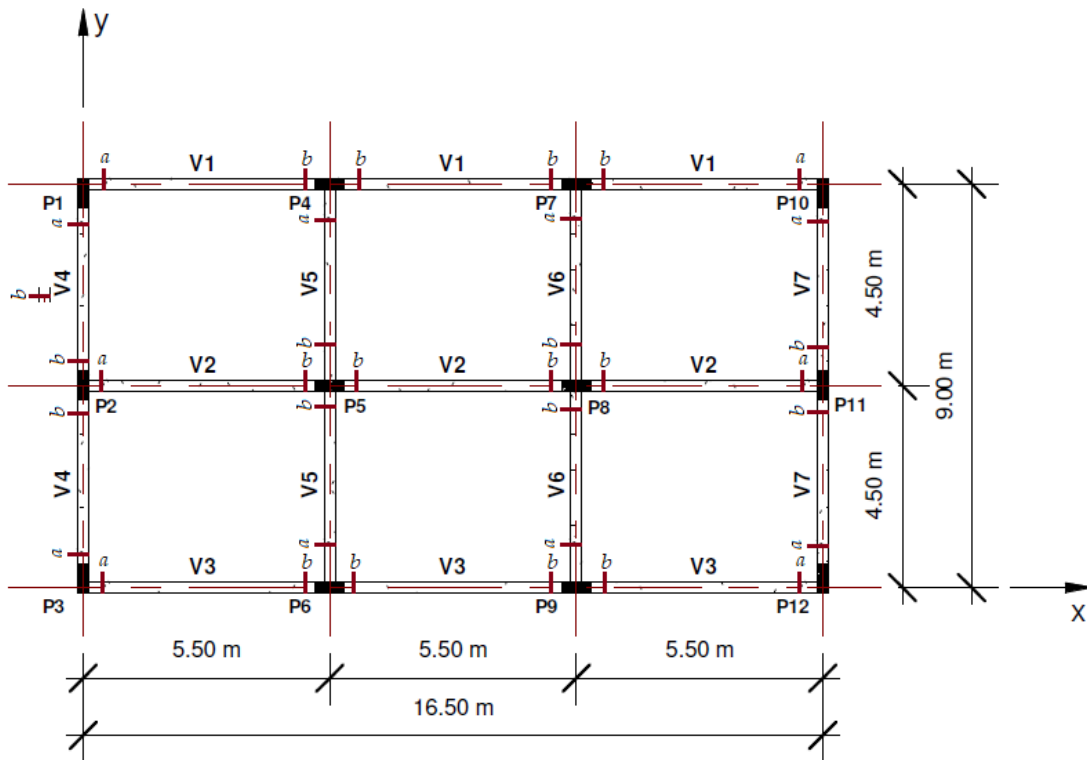


Figura. I - Planta do edifício considerado para o Modelo Base

A.1 - Pilares

Tabela. I - Aradura Longitudinal em Nos Pilares 1, 3, 10 e 12

| piso | Varões longitudinais | | | | | | |
|------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------|--------|------------------------|
| | $A_{s,1}$ (cm ²) | $A_{s,2}$ (cm ²) | A_s (cm ²) | Varões dir. primária | $A_{s,adop}$ (cm ²) | Mrd | Varões dir. secundária |
| 0 | 26.79 | 9.39 | 26.79 | 8 ϕ 20 | 25.13 | 538.58 | 4 ϕ 20 |
| 1 | 14.13 | 9.33 | | | | | |
| 2 | 8.48 | 10.03 | 16.25 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 426.39 | 4 ϕ 20 |
| 3 | 5.24 | 8.83 | | | | | |
| 4 | 3.16 | 5.43 | | | | | |

Tabela. II - Armadura transversal em Pilares 1, 3, 10 e 12

| piso | cintas | | | |
|------|------------------------------|-------------------------------------|------------|--------------|
| | A_s/s (cm ² /m) | $A_{s,s,adop}$ (cm ² /m) | A_s/s 4r | ϕ |
| 0 | 2.92 | 2.92 | 0.73 | ϕ 8//15 |
| 1 | 2.48 | | | |
| 2 | 2.06 | 2.19 | 0.55 | ϕ 8//15 |
| 3 | 1.62 | | | |
| 4 | 0.93 | | | |

Tabela. III - Aradura Longitudinal em Nos Pilares 2 e 11

| piso | Varões longitudinais | | | | | | |
|------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------|--------|------------------------|
| | $A_{s,1}$ (cm ²) | $A_{s,2}$ (cm ²) | A_s (cm ²) | Varões dir. primária | $A_{s,adop}$ (cm ²) | Mrd | Varões dir. secundária |
| 0 | 16.37 | 14.73 | 16.37 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 426.39 | 4 ϕ 20 |
| 1 | 12.41 | 12.41 | | | | | |
| 2 | 9.66 | 10.81 | 16.25 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 426.39 | 4 ϕ 20 |
| 3 | 6.46 | 10.03 | | | | | |
| 4 | 2.99 | 8.52 | | | | | |

Tabela. IV - Armadura transversal em Pilares 2 e 11

| pisso | cintas | | | |
|-------|---------------------------------|--|------------|--------------|
| | A_s/s (cm ² /m) | A_s/s_{adop} (cm ² /m) | A_s/s 4r | ϕ |
| 0 | 3.59 | 3.83 | 0.96 | $\phi 8//15$ |
| 1 | 3.83 | | | |
| 2 | 3.30 | 3.30 | 0.83 | $\phi 8//15$ |
| 3 | 2.49 | | | |
| 4 | 1.60 | | | |

Tabela. V- Armadura Longitudinal em Nos Pilares 4, 6, 7 e 9

| pisso | Varões longitudinais | | | | | | |
|-------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|-------------------------|------------------------------------|--------|---------------------------|
| | $A_{s,1}$ (cm ²) | $A_{s,2}$ (cm ²) | A_s (cm ²) | Varões dir. primária | $A_{s,adop}$ (cm ²) | Mrd | Varões dir. secundária |
| 0 | 17.55 | 12.14 | 17.55 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 467.76 | 4 ϕ 20 |
| 1 | 10.90 | 11.01 | | | | | |
| 2 | 10.06 | 10.05 | 16.25 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 467.76 | 4 ϕ 20 |
| 3 | 6.52 | 7.54 | | | | | |
| 4 | 2.35 | 5.31 | | | | | |

Tabela. VI - Armadura transversal em Pilares 4, 6, 7 e 9

| pisso | cintas | | | |
|-------|---------------------------------|--|------------|--------------|
| | A_s/s (cm ² /m) | A_s/s_{adop} (cm ² /m) | A_s/s 4r | ϕ |
| 0 | 3.75 | 3.75 | 0.94 | $\phi 8//15$ |
| 1 | 3.51 | | | |
| 2 | 2.94 | 2.94 | 0.74 | $\phi 8//15$ |
| 3 | 2.19 | | | |
| 4 | 1.20 | | | |

Tabela. VII - Armadura Longitudinal em Nos Pilares 5 e 8

| pisso | Varões longitudinais | | | | | | |
|-------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------|--------|-----------------------------|
| | $A_{s,1}$ (cm ²) | $A_{s,2}$ (cm ²) | A_s (cm ²) | Varões dir. primária | $A_{s,adop}$ (cm ²) | Mrd | Varões dir. se- cundária |
| 0 | 14.70 | 16.61 | 16.61 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 426.39 | 4 ϕ 20 |
| 1 | 15.09 | 14.42 | | | | | |
| 2 | 14.67 | 14.67 | 16.25 | 6 ϕ 20 | 18.85 | 426.39 | 4 ϕ 20 |
| 3 | 12.10 | 12.12 | | | | | |
| 4 | 4.82 | 4.86 | | | | | |

Tabela. VIII - Armadura transversal em Pilares 5 e 8

| pisos | cintas | | | |
|-------|---------------------------------|--|--------------|-------------------|
| | A_s/s (cm ² /m) | A_s/s_{adop} (cm ² /m) | A_s/s_{4r} | \emptyset |
| 0 | 3.80 | 3.80 | 0.95 | $\emptyset 8//15$ |
| 1 | 3.61 | | | |
| 2 | 3.02 | 3.02 | 0.76 | $\emptyset 8//15$ |
| 3 | 2.27 | | | |
| 4 | 1.27 | | | |

A.2 - Vigas

Tabela. IX - Armadura Longitudinal na Vigas 1 e 3

| pisos | superior inferior | Armadura flexão | | | | | | | |
|-------|----------------------|-----------------------------|-------------|------------------------------------|-------|-----------------------------|-------------------------|------------------------------------|--------|
| | | zona_a | | | | zona_b | | | |
| | | A_s (cm ²) | varões | A_s_{adop} (cm ²) | Mrd | A_s (cm ²) | varões | A_s_{adop} (cm ²) | Mrd |
| 0 | superior | 4.42 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 | 10.59 | 2 ϕ 20+3 ϕ 16 | 12.31 | 105.20 |
| | inferior | 4.42 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 | 5.36 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 |
| 1 | superior | 4.42 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 | 11.15 | 2 ϕ 20+3 ϕ 16 | 12.31 | 105.20 |
| | inferior | 4.42 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 | 5.90 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 |
| 2 | superior | 4.42 | 2 ϕ 20 | 6.28 | 60.83 | 9.40 | 3 ϕ 20 | 9.42 | 85.65 |
| | inferior | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 |
| 3 | superior | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.28 | 60.83 | 6.88 | 4 ϕ 16 | 8.04 | 75.20 |
| | inferior | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.28 | 60.83 | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 |
| 4 | superior | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 |
| | inferior | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3 ϕ 16 | 6.03 | 58.70 |

Tabela. X - Armadura Transversal na Vigas 1 e 3

| pisos | Estribos | | |
|-------|-------------------------------|----------------------------------|--------|
| | Zona a e b | | |
| | Asw/s (cm ² .m) | Asw/s,2r (cm ² .m) | varões |
| 0 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |
| 1 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |
| 2 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |
| 3 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |
| 4 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |

Tabela. XI - Armadura Longitudinal na Viga 2

| pisos | superior inferior | Armadura flexão | | | | | | | |
|-------|----------------------|--------------------------|--------|-------------------------------|-------|--------------------------|-----------|-------------------------------|--------|
| | | zona_a | | | | zona_b | | | |
| | | As (cm ²) | varões | As_adop (cm ²) | Mrd | As (cm ²) | varões | As_adop (cm ²) | Mrd |
| 0 | superior | 4.42 | 2φ20 | 6.28 | 60.83 | 12.78 | 3φ20+2φ16 | 13.44 | 111.98 |
| | inferior | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 |
| 1 | superior | 4.42 | 2φ20 | 6.28 | 60.83 | 13.33 | 3φ20+2φ16 | 13.44 | 111.98 |
| | inferior | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 |
| 2 | superior | 4.42 | 2φ20 | 6.28 | 60.83 | 11.47 | 2φ20+3φ16 | 12.31 | 105.20 |
| | inferior | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 |
| 3 | superior | 4.42 | 2φ20 | 6.28 | 60.83 | 8.83 | 3φ20 | 9.42 | 85.65 |
| | inferior | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 |
| 4 | superior | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 | 5.12 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 |
| | inferior | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 | 4.42 | 3φ16 | 6.03 | 58.70 |

Tabela. XII – Armaduras transversal na Viga 2

| pisos | Estribos | | |
|-------|---------------|------------------|--------|
| | Zona a e b | | |
| | Asw/s (cm2.m) | Asw/s,2r (cm2.m) | varões |
| 0 | 3.572 | 1.786 | φ8//15 |
| 1 | 3.563 | 1.782 | φ8//15 |
| 2 | 3.553 | 1.776 | φ8//15 |
| 3 | 3.546 | 1.773 | φ8//15 |
| 4 | 2.239 | 1.119 | φ8//15 |

Tabela. XIII - Armadura Longitudinal nas Vigas 4 e 7

| pisos | superior inferior | Armadura flexão | | | | | | | |
|-------|----------------------|-----------------|-----------|------------------|--------|-------------|-----------|------------------|--------|
| | | zona_a | | | | zona_b | | | |
| | | As (cm2) | varões | As_adop (cm2) | Mrd | As (cm2) | varões | As_adop (cm2) | Mrd |
| 0 | superior | 10.85 | 3φ20+2φ16 | 13.44 | 241.38 | 10.44 | 3φ20+2φ16 | 13.44 | 241.38 |
| | inferior | 8.31 | 5φ16 | 10.05 | 186.18 | 7.78 | 5φ16 | 10.05 | 186.18 |
| 1 | superior | 12.27 | 5φ20 | 15.71 | 276.21 | 11.72 | 5φ20 | 15.71 | 276.21 |
| | inferior | 9.53 | 4φ20 | 12.57 | 227.58 | 9.13 | 4φ20 | 12.57 | 227.58 |
| 2 | superior | 10.51 | 4φ20 | 12.57 | 227.58 | 9.98 | 4φ20 | 12.57 | 227.58 |
| | inferior | 7.81 | 5φ16 | 10.05 | 186.18 | 7.53 | 5φ16 | 10.05 | 186.18 |
| 3 | superior | 7.66 | 5φ16 | 10.05 | 186.18 | 7.24 | 5φ16 | 10.05 | 186.18 |
| | inferior | 5.02 | 3φ16 | 6.03 | 115.75 | 4.97 | 3φ16 | 6.03 | 115.75 |
| 4 | superior | 4.61 | 3φ16 | 6.03 | 115.75 | 4.24 | 3φ16 | 6.03 | 115.75 |
| | inferior | 2.97 | 2φ16 | 4.02 | 78.51 | 2.97 | 2φ16 | 4.02 | 78.51 |

Tabela. XIV - Armaduras transversal nas Vigas 4 e 7

| pisos | Estribos | | |
|-------|-------------------------------|----------------------------------|--------|
| | Zona a e b | | |
| | Asw/s (cm ² .m) | Asw/s,2r (cm ² .m) | varões |
| 0 | 1.826 | 0.913 | φ8//15 |
| 1 | 1.826 | 0.913 | φ8//15 |
| 2 | 1.826 | 0.913 | φ8//15 |
| 3 | 1.826 | 0.913 | φ8//15 |
| 4 | 1.826 | 0.913 | φ8//15 |

Tabela. XV - Armadura Longitudinal nas Vigas 5 e 6

| pisos | superior inferior | Armadura flexão | | | | | | | |
|-------|----------------------|--------------------------|--------|-------------------------------|-------|--------------------------|--------|-------------------------------|--------|
| | | zona_a | | | | zona_b | | | |
| | | As (cm ²) | varões | As_adop (cm ²) | Mrd | As (cm ²) | varões | As_adop (cm ²) | Mrd |
| 0 | superior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 5.66 | 3φ16 | 6.03 | 100.14 |
| | inferior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 |
| 1 | superior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 5.52 | 3φ16 | 6.03 | 100.14 |
| | inferior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 |
| 2 | superior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 5.42 | 3φ16 | 6.03 | 100.14 |
| | inferior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 |
| 3 | superior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 5.36 | 3φ16 | 6.03 | 100.14 |
| | inferior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 |
| 4 | superior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 |
| | inferior | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 | 3.58 | 2φ16 | 4.02 | 68.29 |

Tabela. XVI - Armaduras transversal nas Vigas 5 e 6

| pisso | Estribos | | |
|-------|-------------------------------|----------------------------------|--------|
| | Zona a e b | | |
| | Asw/s (cm ² .m) | Asw/s,2r (cm ² .m) | varões |
| 0 | 3.029 | 1.514 | φ8//15 |
| 1 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |
| 2 | 3.001 | 1.500 | φ8//15 |
| 3 | 2.993 | 1.497 | φ8//15 |
| 4 | 2.191 | 1.095 | φ8//15 |

Anexo B – Rótulas Plásticas

No presente anexo são apresentados os parâmetros que caracterizam as rótulas plásticas, dos elementos de betão armado que definem o Modelo Base e todos os modelos construídos a partir deste. Para uma dada secção, MSF diz respeito ao momento máximo, enquanto CSF diz respeito à curvatura máxima. A designação para IO, C, D e E, podem ser consultadas no capítulo 5.

B.1 – Pilares

A nomenclatura definida para a identificação de cada rótula em pilares, explica-se recorrendo ao exemplo P1.0_i. O carácter “P” designa pilar, o primeiro número “1” diz respeito à numeração de pilares de acordo com a Figura I, o segundo número “0” diz respeito ao piso, já os índices “i” ou “f”, dizem respeito ao início e fim, respectivamente, tendo como referência a base do piso respectivo.

Tabela. XVII – Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 1, 3, 10 e 12, na direcção que os define como elementos primários

| Elementos Primários | | | | | | |
|---------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P1.0_i | -299.3 | 571.8500 | 0.008012 | 0.1040 | 0.0520 | 0.0260 |
| P1.0_f | -287.112 | 558.0000 | 0.008071 | 0.1051 | 0.0526 | 0.0263 |
| P1.1_i | -238.068 | 550.4627 | 0.008165 | 0.1097 | 0.0548 | 0.0274 |
| P1.1_f | -225.88 | 548.5489 | 0.008176 | 0.1107 | 0.0553 | 0.0277 |
| P1.2_i | -176.308 | 540.6807 | 0.008185 | 0.1155 | 0.0578 | 0.0289 |
| P1.2_f | -164.121 | 453.8643 | 0.008132 | 0.1190 | 0.0595 | 0.0298 |
| P1.3_i | -114.26 | 446.4242 | 0.008020 | 0.1248 | 0.0624 | 0.0312 |
| P1.3_f | -102.073 | 445.3108 | 0.007993 | 0.1263 | 0.0632 | 0.0316 |
| P1.4_i | -51.908 | 411.7783 | 0.007319 | 0.1329 | 0.0665 | 0.0332 |
| P1.4_f | -39.72 | 410.7192 | 0.007279 | 0.1325 | 0.0662 | 0.0331 |

Tabela. XVIII - - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 1, 3, 10 e 12, na direcção que os define como elementos secundários

| Elementos Secundários | | | | | | |
|-----------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P1.0_i_sec | -299.3 | 166.24 | 0.024222 | 0.2635 | 0.1318 | 0.0659 |
| P1.0_f_sec | -287.112 | 166.06 | 0.024244 | 0.2658 | 0.1329 | 0.0664 |
| P1.1_i_sec | -238.068 | 164.20 | 0.024086 | 0.2749 | 0.1374 | 0.0687 |
| P1.1_f_sec | -225.88 | 163.59 | 0.024005 | 0.2772 | 0.1386 | 0.0693 |
| P1.2_i_sec | -176.308 | 161.31 | 0.023603 | 0.2874 | 0.1437 | 0.0718 |
| P1.2_f_sec | -164.121 | 142.73 | 0.022639 | 0.3486 | 0.1743 | 0.0871 |
| P1.3_i_sec | -114.26 | 139.54 | 0.022563 | 0.3516 | 0.1758 | 0.0879 |
| P1.3_f_sec | -102.073 | 138.61 | 0.022518 | 0.3524 | 0.1762 | 0.0881 |
| P1.4_i_sec | -51.908 | 135.41 | 0.022416 | 0.3554 | 0.1777 | 0.0889 |
| P1.4_f_sec | -39.72 | 134.48 | 0.022364 | 0.3562 | 0.1781 | 0.0890 |

Tabela. XIX - - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 2 e 11, na direcção que os define como elementos primários

| Elementos Primários | | | | | | |
|---------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P2.0_i | -498.284 | 494.6730 | 0.007733 | 0.0942 | 0.0471 | 0.0235 |
| P2.0_f | -486.097 | 493.0421 | 0.007711 | 0.0945 | 0.0472 | 0.0236 |
| P2.1_i | -393.958 | 484.6119 | 0.007754 | 0.0977 | 0.0488 | 0.0244 |
| P2.1_f | -381.77 | 482.2542 | 0.007785 | 0.0986 | 0.0493 | 0.0247 |
| P2.2_i | -290.378 | 471.9757 | 0.008087 | 0.1065 | 0.0532 | 0.0266 |
| P2.2_f | -278.191 | 469.4432 | 0.008091 | 0.1076 | 0.0538 | 0.0269 |
| P2.3_i | -186.924 | 457.2734 | 0.008157 | 0.1166 | 0.0583 | 0.0291 |
| P2.3_f | -174.737 | 457.7802 | 0.008187 | 0.1179 | 0.0589 | 0.0295 |
| P2.4_i | -83.906 | 417.4822 | 0.007474 | 0.1287 | 0.0643 | 0.0322 |
| P2.4_f | -71.719 | 416.0546 | 0.007431 | 0.1303 | 0.0651 | 0.0326 |

Tabela. XX - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 2 e 11, na direcção que os define como elementos secundários

| Elementos Secundários | | | | | | |
|-----------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P2.0_i_sec | -498.284 | 162.08 | 0.023196 | 0.2843 | 0.1421 | 0.0711 |
| P2.0_f_sec | -486.097 | 161.80 | 0.023154 | 0.2869 | 0.1434 | 0.0717 |
| P2.1_i_sec | -393.958 | 156.72 | 0.022137 | 0.3082 | 0.1541 | 0.0770 |
| P2.1_f_sec | -381.77 | 156.02 | 0.021962 | 0.3113 | 0.1556 | 0.0778 |
| P2.2_i_sec | -290.378 | 150.90 | 0.022673 | 0.3364 | 0.1682 | 0.0841 |
| P2.2_f_sec | -278.191 | 149.97 | 0.022704 | 0.3399 | 0.1700 | 0.0850 |
| P2.3_i_sec | -186.924 | 143.90 | 0.022622 | 0.3472 | 0.1736 | 0.0868 |
| P2.3_f_sec | -174.737 | 142.94 | 0.022579 | 0.3480 | 0.1740 | 0.0870 |
| P2.4_i_sec | -83.906 | 137.23 | 0.022447 | 0.3535 | 0.1767 | 0.0884 |
| P2.4_f_sec | -71.719 | 136.31 | 0.022399 | 0.3542 | 0.1771 | 0.0886 |

Tabela. XXI - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 5 e 8, na direcção que os define como elementos primários

| Elementos Primários | | | | | | |
|---------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P5.0_i | -1224.68 | 561.0248 | 0.007999 | 0.0784 | 0.0392 | 0.0196 |
| P5.0_f | -1212.49 | 560.2389 | 0.007965 | 0.0787 | 0.0393 | 0.0197 |
| P5.1_i | -966.448 | 543.3060 | 0.008036 | 0.0839 | 0.0420 | 0.0210 |
| P5.1_f | -954.26 | 543.1293 | 0.008053 | 0.0842 | 0.0421 | 0.0211 |
| P5.2_i | -709.005 | 519.3771 | 0.007992 | 0.0896 | 0.0448 | 0.0224 |
| P5.2_f | -696.818 | 519.7137 | 0.008008 | 0.0898 | 0.0449 | 0.0225 |
| P5.3_i | -452.243 | 490.4164 | 0.007679 | 0.0952 | 0.0476 | 0.0238 |
| P5.3_f | -440.055 | 488.7774 | 0.007655 | 0.0955 | 0.0478 | 0.0239 |
| P5.4_i | -195.869 | 458.9431 | 0.008169 | 0.1156 | 0.0578 | 0.0289 |
| P5.4_f | -183.681 | 456.6899 | 0.008153 | 0.1169 | 0.0585 | 0.0292 |

Tabela. XXII - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 5 e 8, na direcção que os define como elementos secundários

| Elementos Secundários | | | | | | |
|-----------------------|-----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P5.0_i_sec | -1224.681 | 194.12 | 0.026324 | 0.1791 | 0.0896 | 0.0448 |
| P5.0_f_sec | -1212.494 | 193.51 | 0.026228 | 0.1796 | 0.0898 | 0.0449 |
| P5.1_i_sec | -966.448 | 180.60 | 0.024471 | 0.2086 | 0.1043 | 0.0522 |
| P5.1_f_sec | -954.26 | 180.30 | 0.024470 | 0.2101 | 0.1050 | 0.0525 |
| P5.2_i_sec | -709.005 | 171.29 | 0.023171 | 0.2451 | 0.1226 | 0.0613 |
| P5.2_f_sec | -696.818 | 170.67 | 0.023228 | 0.2472 | 0.1236 | 0.0618 |
| P5.3_i_sec | -452.243 | 160.01 | 0.022851 | 0.2943 | 0.1472 | 0.0736 |
| P5.3_f_sec | -440.055 | 159.30 | 0.022714 | 0.2971 | 0.1486 | 0.0743 |
| P5.4_i_sec | -195.869 | 144.59 | 0.022651 | 0.3467 | 0.1733 | 0.0867 |
| P5.4_f_sec | -183.681 | 143.65 | 0.022612 | 0.3474 | 0.1737 | 0.0869 |

Tabela. XXIII - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 4, 6, 7 e 9, na direcção que os define como elementos primários

| Elementos Primários | | | | | | |
|---------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P4.0_i | -586.413 | 499.6962 | 0.007776 | 0.0922 | 0.0461 | 0.0231 |
| P4.0_f | -574.225 | 502.9177 | 0.007831 | 0.0925 | 0.0463 | 0.0231 |
| P4.1_i | -464.636 | 492.0953 | 0.007704 | 0.0949 | 0.0475 | 0.0237 |
| P4.1_f | -452.449 | 490.4473 | 0.007680 | 0.0952 | 0.0476 | 0.0238 |
| P4.2_i | -342.617 | 477.2626 | 0.007924 | 0.1019 | 0.0509 | 0.0255 |
| P4.2_f | -330.429 | 477.5996 | 0.007991 | 0.1029 | 0.0514 | 0.0257 |
| P4.3_i | -220.484 | 463.2573 | 0.008186 | 0.1131 | 0.0566 | 0.0283 |
| P4.3_f | -208.297 | 461.1494 | 0.008180 | 0.1143 | 0.0572 | 0.0286 |
| P4.4_i | -98.244 | 419.2391 | 0.007522 | 0.1281 | 0.0641 | 0.0320 |
| P4.4_f | -86.056 | 417.7267 | 0.007482 | 0.1284 | 0.0642 | 0.0321 |

Tabela. XXIV - Dados para as rótulas plásticas atribuídas aos pilares 4, 6, 7 e 9, na direção que os define como elementos secundários

| Elementos Secundários | | | | | | |
|-----------------------|----------|------------|----------|---------|--------|--------|
| ID rótula | P (KN) | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
| P4.0_i_sec | -586.413 | 166.53 | 0.023578 | 0.2671 | 0.1336 | 0.0668 |
| P4.0_f_sec | -574.225 | 166.08 | 0.023575 | 0.2693 | 0.1347 | 0.0673 |
| P4.1_i_sec | -464.636 | 160.64 | 0.022967 | 0.2915 | 0.1458 | 0.0729 |
| P4.1_f_sec | -452.449 | 160.02 | 0.022851 | 0.2943 | 0.1471 | 0.0736 |
| P4.2_i_sec | -342.617 | 153.96 | 0.022275 | 0.3217 | 0.1609 | 0.0804 |
| P4.2_f_sec | -330.429 | 153.24 | 0.022378 | 0.3249 | 0.1624 | 0.0812 |
| P4.3_i_sec | -220.484 | 145.92 | 0.022638 | 0.3452 | 0.1726 | 0.0863 |
| P4.3_f_sec | -208.297 | 145.55 | 0.022691 | 0.3460 | 0.1730 | 0.0865 |
| P4.4_i_sec | -98.244 | 138.32 | 0.022503 | 0.3526 | 0.1763 | 0.0882 |
| P4.4_f_sec | -86.056 | 137.40 | 0.022456 | 0.3533 | 0.1767 | 0.0883 |

B.2 - Vigas

A nomenclatura definida para a identificação de cada rótula em vigas, explica-se recorrendo ao exemplo V1.0_a. O carácter “V” designa viga, o primeiro número “1” diz respeito à numeração de vigas de acordo com a Figura I, o segundo número “0” diz respeito ao piso, já os índices “a” ou “b”, dizem respeito às zonas identificadas na mesma figura.

Tabela. XXV - Dados para as rótulas plásticas atribuídas às vigas 2 e 11

| ID rótula | MSF (KN/m) | IO | CSF - E | D | C |
|-----------|------------|------------|---------|--------|--------|
| V2.0_a | 119.6496 | 0.00880298 | 0.3356 | 0.1678 | 0.0839 |
| V2.0_b | 252.4699 | 0.01183696 | 0.3055 | 0.1528 | 0.0764 |
| V2.0_b | 115.7993 | 0.00843667 | 0.3336 | 0.1668 | 0.0834 |
| V2.0_a | 115.7313 | 0.00863485 | 0.3350 | 0.1675 | 0.0837 |
| V2.1_a | 119.6496 | 0.00880298 | 0.3356 | 0.1678 | 0.0839 |
| V2.1_b | 252.4699 | 0.01183696 | 0.3055 | 0.1528 | 0.0764 |
| V2.1_b | 115.7993 | 0.00843667 | 0.3336 | 0.1668 | 0.0834 |
| V2.1_a | 115.7313 | 0.00863485 | 0.3350 | 0.1675 | 0.0837 |
| V2.2_a | 119.6496 | 0.00880298 | 0.3356 | 0.1678 | 0.0839 |
| V2.2_b | 252.4699 | 0.01183696 | 0.3055 | 0.1528 | 0.0764 |
| V2.2_b | 115.7993 | 0.00843667 | 0.3336 | 0.1668 | 0.0834 |
| V2.2_a | 115.7313 | 0.00863485 | 0.3350 | 0.1675 | 0.0837 |
| V2.3_a | 119.6496 | 0.00880298 | 0.3356 | 0.1678 | 0.0839 |
| V2.3_b | 185.9876 | 0.01048486 | 0.3415 | 0.1708 | 0.0854 |
| V2.3_b | 121.7726 | 0.00889602 | 0.3345 | 0.1672 | 0.0836 |
| V2.3_a | 115.7313 | 0.00863485 | 0.3350 | 0.1675 | 0.0837 |
| V2.4_a | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V2.4_b | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V2.4_b | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V2.4_a | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |

Tabela. XXVI - Dados para as rótulas plásticas atribuídas às vigas 1, 3, 10 e 12

| ID rótula | MSF (KN/m) | IO | E | D | C |
|-----------|------------|------------|--------|--------|--------|
| V1.0_a | 119.3758 | 0.00875232 | 0.3374 | 0.1687 | 0.0844 |
| V1.0_b | 237.2853 | 0.01122942 | 0.3497 | 0.1749 | 0.0874 |
| V1.0_b | 126.4745 | 0.00894791 | 0.3353 | 0.1677 | 0.0838 |
| V1.0_a | 119.3758 | 0.00875232 | 0.3374 | 0.1687 | 0.0844 |
| V1.1_a | 119.3758 | 0.00875232 | 0.3374 | 0.1687 | 0.0844 |
| V1.1_b | 237.2853 | 0.01122942 | 0.3497 | 0.1749 | 0.0874 |
| V1.1_b | 126.4745 | 0.00894791 | 0.3353 | 0.1677 | 0.0838 |
| V1.1_a | 119.3758 | 0.00875232 | 0.3374 | 0.1687 | 0.0844 |
| V1.2_a | 119.6496 | 0.00880298 | 0.3356 | 0.1678 | 0.0839 |
| V1.2_b | 185.9876 | 0.01048486 | 0.3415 | 0.1708 | 0.0854 |
| V1.2_b | 121.7726 | 0.00889602 | 0.3345 | 0.1672 | 0.0836 |
| V1.2_a | 115.7313 | 0.00863485 | 0.3350 | 0.1675 | 0.0837 |
| V1.3_a | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V1.3_b | 152.2931 | 0.00941893 | 0.3356 | 0.1678 | 0.0839 |
| V1.3_b | 122.1888 | 0.00899775 | 0.3332 | 0.1666 | 0.0833 |
| V1.3_a | 3116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V1.4_a | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V1.4_b | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V1.4_b | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |
| V1.4_a | 116.0584 | 0.00867991 | 0.3337 | 0.1668 | 0.0834 |

Tabela. XXVII - Dados para as rótulas plásticas atribuídas às vigas 5 e 8

| ID rótula | MSF (KN/m) | IO | E | D | C |
|-----------|------------|------------|--------|--------|--------|
| V5.0_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.0_b | 121.9404 | 0.00927135 | 0.3345 | 0.1673 | 0.0836 |
| V5.0_b | 83.0761 | 0.00875477 | 0.3271 | 0.1636 | 0.0818 |
| V5.0_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.1_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.1_b | 121.9404 | 0.00927135 | 0.3345 | 0.1673 | 0.0836 |
| V5.1_b | 83.0761 | 0.00875477 | 0.3271 | 0.1636 | 0.0818 |
| V5.1_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.2_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.2_b | 121.9404 | 0.00927135 | 0.3345 | 0.1673 | 0.0836 |
| V5.2_b | 83.0761 | 0.00875477 | 0.3271 | 0.1636 | 0.0818 |
| V5.2_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.3_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.3_b | 121.9404 | 0.00927135 | 0.3345 | 0.1673 | 0.0836 |
| V5.3_b | 83.0761 | 0.00875477 | 0.3271 | 0.1636 | 0.0818 |
| V5.3_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.4_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.4_b | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.4_b | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |
| V5.4_a | 79.0142 | 0.00842514 | 0.3315 | 0.1657 | 0.0829 |

Tabela. XXVIII - Dados para as rótulas plásticas atribuídas às vigas 4, 6, 7 e 9

| ID rótula | MSF (KN/m) | IO | E | D | C |
|-----------|------------|------------|--------|--------|--------|
| V4.0_a | 262.6361 | 0.01136801 | 0.3462 | 0.1731 | 0.0865 |
| V4.0_b | 262.6361 | 0.01136801 | 0.3462 | 0.1731 | 0.0865 |
| V4.0_b | 181.1264 | 0.00928144 | 0.3346 | 0.1673 | 0.0837 |
| V4.0_a | 181.1264 | 0.00928144 | 0.3346 | 0.1673 | 0.0837 |
| V4.1_a | 304.3858 | 0.01182051 | 0.3494 | 0.1747 | 0.0873 |
| V4.1_b | 304.3858 | 0.01182051 | 0.3494 | 0.1747 | 0.0873 |
| V4.1_b | 246.179 | 0.01071519 | 0.3389 | 0.1694 | 0.0847 |
| V4.1_a | 246.179 | 0.01071519 | 0.3389 | 0.1694 | 0.0847 |
| V4.2_a | 246.2768 | 0.01121298 | 0.3418 | 0.1709 | 0.0854 |
| V4.2_b | 246.2768 | 0.01121298 | 0.3418 | 0.1709 | 0.0854 |
| V4.2_b | 189.0314 | 0.00959527 | 0.3362 | 0.1681 | 0.0841 |
| V4.2_a | 189.0314 | 0.00959527 | 0.3362 | 0.1681 | 0.0841 |
| V4.3_a | 199.0546 | 0.01061422 | 0.3434 | 0.1717 | 0.0859 |
| V4.3_b | 199.0546 | 0.01061422 | 0.3434 | 0.1717 | 0.0859 |
| V4.3_b | 122.4845 | 0.00889589 | 0.3329 | 0.1664 | 0.0832 |
| V4.3_a | 122.4845 | 0.00889589 | 0.3329 | 0.1664 | 0.0832 |
| V4.4_a | 121.9404 | 0.00927135 | 0.3345 | 0.1673 | 0.0836 |
| V4.4_b | 121.9404 | 0.00927135 | 0.3345 | 0.1673 | 0.0836 |
| V4.4_b | 83.0761 | 0.00875477 | 0.3271 | 0.1636 | 0.0818 |
| V4.4_a | 83.0761 | 0.00875477 | 0.3271 | 0.1636 | 0.0818 |