



**Dimensionamento Sísmico
de Edifícios Baixos
em Alvenaria Confinada**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Jessika Dayana Abreu Fernandes
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

A Nossa Universidade
www.uma.pt

setembro | 2013

UMa
R Dim
1

T/M UMA
624
FER Dim
Ex.1

72213

Dimensionamento Sísmico de Edifícios Baixos em Alvenaria Confinada

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Jessika Dayana Abreu Fernandes

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE DA MADEIRA
SECTOR DE DOCUMENTAÇÃO
E ARQUIVO

ORIENTAÇÃO

Lino Manuel Serra Maia

CO-ORIENTADOR

Edinson Guanchez Reyes

RESUMO

O facto de se ignorar a contribuição da resistência às forças laterais que solicitam as paredes de alvenaria das estruturas em zonas sísmicas é um tema que tem dado muito de que falar na engenharia estrutural. Em Portugal os projetistas preferem as soluções em betão armado pela sua ampla aplicação e bons resultados ao longo dos tempos. Perante o exposto anteriormente e com o objetivo de abrir possibilidades a novas alternativas que permitam de igual forma bons comportamentos estruturais, pensando na construção económica e com segurança, apresenta-se este estudo que propõe a aplicação de alvenaria confinada em zonas sísmicas de Portugal.

A presente dissertação está composta por seis capítulos. No capítulo I apresenta-se uma introdução ao problema que permita ao leitor o enquadramento no tema, indicando de igual forma os objetivos específicos que foram precisos cumprir para chegar ao objetivo geral pretendido, isto é, a proposta duma metodologia de conceção de estruturas de habitação usando alvenaria confinada em zonas de risco sísmico em Portugal, delimitadas para edificações de 1 a 2 andares. Os requisitos gerais de ligação considerados baseiam-se no documento “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS” os quais foram complementados com dados recomendados pelos EC 6 e EC 8 baseados na norma portuguesa.

No capítulo II mostram-se antecedentes de estudos nacionais e internacionais da alvenaria confinada, assim mesmo encontram-se as bases teóricas com definições e requerimentos importantes a serem considerados no momento da conceção do projeto, ainda nesta seção indicam-se os passos para a aplicação do método de cálculo de esforços resistentes das paredes de alvenaria confinada (Método Simplificado), tal método foi aplicado e validado em modelos de elementos finitos desenhados com materiais e características sísmicas de comum aplicação em Portugal como se apresenta no capítulo III.

No capítulo IV analisam-se os resultados obtidos, levando a que no capítulo V se descreva uma proposta de aplicação de alvenaria confinada em zonas de baixa sismicidade e alta sismicidade em Portugal. Finalmente no capítulo VI os resultados obtidos levam a concluir que em zonas de baixa sismicidade o dimensionamento de densidade de paredes é dependente das cargas gravíticas para edifícios de 1 e 2 níveis. No caso de zonas de alta sismicidade são as forças sísmicas as condicionantes. Ainda para edifícios de 2 níveis nestas zonas, a espessura mínima das paredes é de 0,20 m.

Palavras-chave: Alvenaria confinada, sismo em Portugal, edifícios de baixa altura, metodologia de construção.

ABSTRACT

The fact of ignoring contributed resistance to lateral forces that brings the walls of masonry structures in seismic areas is a topic that has been discussed in structural engineering. In Portugal designers prefer concrete solutions for their application and extended good results over time. Given the foregoing, and in order to open up possibilities for new alternatives to equally good structural behaviors, thinking in economic construction and safety, this study suggests the application of confined masonry in seismic zones of Portugal.

This dissertation is composed of six chapters. Chapter I provides an introduction to the problem that allows the reader to the framework on the subject, indicating a similar manner and the specific goals that were needed to reach the main objective, namely to propose a methodology for the design of housing structures using confined masonry in areas with seismic risk in Portugal, bounded for buildings 1-2 floors. The general requirements for the design considered are based on “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS” which were complemented with data recommended by the EC 6 and EC 8 and based on a Portuguese standard.

In chapter II are shown national and international studies of confined masonry, even so are the theoretical definitions and important requirements to consider when designing the project, this section also shows up the steps to the application the method of calculation efforts resistant confined masonry walls (Simplified Method), this method was applied and validated in finite designed element models with materials and seismic characteristics of common application in Portugal as presented in Chapter III.

Chapter IV analyzes the results obtained, leading to in Chapter V describes himself a proposal of application of confined masonry in areas of low seismicity and high seismicity in Portugal. Finally in Chapter VI the results lead to the conclusion that in areas of low seismicity density scaling walls is dependent on gravity loads for buildings 1 and 2 levels. In the case of areas of high seismicity seismic forces are the constraints. Even for buildings of 2 levels in these areas, the minimum wall thickness is 0.20 m.

Keywords: Masonry confined, earthquake in Portugal, low-rise buildings, construction methodology.

RESUMEN

El hecho de ignorar la contribución de resistencia a las fuerzas laterales de las paredes de mampostería de estructuras localizadas en zonas sísmicas es un tema que ha dado mucho de qué hablar en la ingeniería estructural. En Portugal diseñadores prefieren soluciones en concreto armado por su amplia aplicación y buenos resultados que han generado a lo largo de los tiempos. Teniendo en cuenta lo anteriormente referido y con el fin de abrir posibilidades a nuevas alternativas que muestran igualmente buenos resultados de comportamiento estructural y pensando en la construcción económica y segura, se presenta este estudio que sugiere la aplicación de mampostería confinada en zonas sísmicas de Portugal.

Esta tesis está compuesta por seis capítulos. El Capítulo I proporciona una introducción al problema que permite al lector encuadrarse en el tema, indicando también los objetivos específicos que fueron necesarios cumplir para alcanzar el objetivo general que lleva a la propuesta de una metodología para el diseño de estructuras de vivienda con mampostería confinada en zonas de riesgo sísmico en Portugal, delimitadas por edificios de 1-2 pisos. Los requisitos generales considerados para el diseño se basan en la “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS”, que se complementan con datos recomendados por los EC 6 y EC 8 basados en la norma portuguesa.

En el capítulo II se muestran antecedentes de estudios nacionales e internacionales de mampostería confinada, de igual forma se encuentran bases teóricas con definiciones y lineamientos importantes que deben ser considerados en el momento del proyecto, así mismo, en esta sección se indican los pasos a seguir para la aplicación del método de cálculo de fuerzas resistentes de las paredes de mampostería confinada (Método Simplificado), este método fue aplicado y validado en modelos de elementos finitos diseñados con materiales y características sísmicas de aplicación común en Portugal como se muestra en el capítulo III.

En el capítulo IV se analizan los valores resultantes, llevando a que en el capítulo V sea descrita una propuesta de aplicación de mampostería confinada en zonas de baja sismicidad y alta sismicidad en Portugal. Finalmente en el capítulo VI los resultados llevan a concluir que en zonas de bajo nivel sísmico el dimensionamiento de la densidad de paredes depende de las cargas gravitacionales para edificios de 1 y 2 niveles. Por otro lado en zonas de alta sismicidad son las fuerzas sísmicas las más condicionantes. Además en edificios de 2 niveles en estas zonas, el espesor mínimo de las paredes es de 0,20 m..

Palabras clave: Mampostería confinada, sismo en Portugal, edificios de baja altura, metodología de construcción.

ÍNDICE

Resumo.....	i
Abstract	iii
Resumen.....	iv
Índice.....	v
Índice de Figuras	vii
Índice de Tabelas.....	xi
Agradecimentos.....	xii
Introdução.....	1
1.1. Abordagem do problema.....	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Justificação.....	4
1.4. Possíveis limitações.....	5
1.5. Delimitação	5
2. Metodologia teórica.....	7
2.1. Antecedentes	7
2.1.1. Alvenaria confinada no mundo	7
2.1.2. Alvenaria confinada em Portugal.....	12
2.2. Bases teóricas	15
2.2.1. Alvenaria confinada	15
2.2.1.1. Comportamento geral ao sismo.....	17
2.2.1.2. Mecanismo de falha sísmica.....	20
2.2.1.3. Resposta sísmica em edifícios de vários níveis.....	22
2.2.2. Recomendações gerais	24
2.2.2.1. Estruturação.....	24
2.2.2.2. Materiais.....	26
2.2.3. Requisitos dos elementos que compõem uma estrutura de alvenaria confinada.....	30
2.2.3.1. Paredes	31
2.2.3.2. Elementos de confinamento vertical em betão armado	34

2.2.3.3. Elementos de confinamento horizontal em betão armado	36
2.2.3.4. Sistema de fundação	37
2.2.4. Metodologia de análise	39
2.2.4.1. Método simplificado	39
2.2.4.2. Procedimento de aplicação do método simplificado	40
2.2.4.3. Requisitos adicionais para edificações com diafragmas flexíveis	46
2.3. Bases legais	48
3. Metodologia prática.....	51
3.1. Natureza da investigação	51
3.2. Nível da investigação.....	51
3.3. Desenho da investigação	52
3.4. Tipo de investigação.....	52
3.5. Descrição da metodologia	53
3.6. Técnicas de recolha de dados	58
3.7. Técnicas de processamento de análise de dados.....	59
4. Análise de resultados.....	61
4.1. Análise de resultados do método simplificado	61
4.1.1. Pré-dimensionamento de elementos estruturais em betão armado	61
4.1.2. Pré-dimensionamento de densidade de paredes.....	64
4.1.3. Verificação sísmica pelo método simplificado.....	66
4.1.4. Verificação da segurança gravítica pelo método simplificado.	67
4.1.5. Validação pelos modelos de elementos finitos.....	68
5. Proposta.....	81
5.1. Proposta para uma zona de baixa sismicidade em Portugal	81
5.2. Proposta para uma zona de alta sismicidade em Portugal	83
6. Considerações finais	87
6.1. Conclusões.....	87
6.2. Contribuições que aporta o tema desenvolvido	88
6.3. Recomendações para trabalhos futuros	88
Referências.....	91
Anexo	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Configuração das paredes ensaiadas (Marinilli e Castilla (2007)).	10
Figura 2-2. Rotura por corte dum pilar perto duma abertura (Varum et al. (2011)).	13
Figura 2-3. Elementos duma estrutura de alvenaria confinada (Meli e Brzev (2011)).	16
Figura 2-4. Distribuição de cargas laterais em edifícios: a) diafragma flexível, b) diafragma rígido (Meli e Brzev (2011)).	17
Figura 2-5. Ligações para garantir a aderência entre os elementos (Meli e Brzev (2011)).	17
Figura 2-6. Dano típico duma parede de alvenaria confinada perante forças sísmicas (Meli e Brzev (2011)).	18
Figura 2-7. Mecanismo de resistência ao corte num painel de alvenaria confinada (Meli e Brzev (2011)).	19
Figura 2-8. Parede de alvenaria confinada sujeita a carga axial e momento fletor (Meli e Brzev (2011)).	19
Figura 2-9. Mecanismo de falha à flexão (Meli e Brzev (2011) (Meli & Brzev, 2011))	20
Figura 2-10. Mecanismo do efeito sísmico fora do plano (Meli e Brzev (2011)).	21
Figura 2-11. Comportamento de laje armada em duas direções (Meli e Brzev (2011)).	21
Figura 2-12. Colapso duma parede em Maule, Chile 2010 (Meli e Brzev (2011)).	22
Figura 2-13. Mecanismo de colapso de um edifício de alvenaria confinada de vários níveis (Meli e Brzev (2011)).	22
Figura 2-14. Colapso de edificações após o sismo de 2010 em Santa Cruz, Chile (Meli e Brzev (2011)).	23
Figura 2-15. Colapso do primeiro piso de um edifício de alvenaria confinada após o sismo de 2007 em Pisco, Perú (Meli e Brzev (2011)).	23
Figura 2-16. Continuidade vertical (Meli e Brzev (2011)).	25
Figura 2-17. Regularidade em planta (Meli e Brzev (2011)).	25
Figura 2-18. Esbelteza em planta (Meli e Brzev (2011)).	25
Figura 2-19. Localização de aberturas de portas e janelas (Meli e Brzev (2011)).	26
Figura 2-20. Distribuição de paredes em planta (Meli e Brzev (2011)).	26
Figura 2-21. Dimensões das unidades de alvenaria (Meli e Brzev (2011)).	27
Figura 2-22. Amostra de prova de resistência à compressão na alvenaria (Meli e Brzev (2011)).	29

Figura 2-23. Amostra de prova de resistência ao corte (Meli and Brzev [4]).....	30
Figura 2-24. Parâmetros da densidade de paredes (Meli e Brzev (2011)).....	31
Figura 2-25. Requerimento para estruturas simples (Meli e Brzev (2011)).	33
Figura 2-26. Paredes com aberturas significativas. a) Paredes laterais não confinadas, não se considera a área da parede para o cálculo de d. b) Paredes laterais confinadas, consideram-se as áreas das paredes laterais no cálculo de d (Meli e Brzev (2011)).	33
Figura 2-27. Paredes com aberturas pouco significativas, a) Abertura fora da diagonal. b) e c) Aberturas sob a diagonal (Meli e Brzev (2011)).	34
Figura 2-28. Reforço transversal em pilares (Meli e Brzev (2011)).....	35
Figura 2-29. Zonas de confinamento dadas por $s/2$ (Meli e Brzev (2011)).....	35
Figura 2-30. Localização dos elementos verticais e horizontais de confinamento (Meli e Brzev (2011)).	36
Figura 2-31. Frontões. a) Empena em alvenaria com viga. b) Empena com cobertura, sem alvenaria (Meli e Brzev (2011)).	36
Figura 2-32. Sapata contínua (Brito (2011)).....	38
Figura 2-33. Ensoleiramento geral (Brito (2011)).....	38
Figura 2-34. Sapatas ligadas por viga de fundação (Brito (2011)).....	38
Figura 2-35. Grelhas de fundação (Brito (2011)).	39
Figura 2-36. Mecanismos de falha de paredes de alvenaria confinada sujeitos a cargas perpendiculares a seu plano. a) Diafragma rígido, y b) Diafragma flexível (Meli e Brzev (2011)).....	47
Figura 3-1. Zonas sísmicas da Madeira (reproduzido do EC 8).	55
Figura 3-2. Zonas sísmicas dos Açores (115 (2010c)).	55
Figura 3-3. Espectro de resposta elástica (115 (2010c)).....	56
Figura 4-1. Modelo de painel de laje condicionante.....	61
Figura 4-2. Planta inicial "tipo" para os casos 1 e 2.	64
Figura 4-3. Planta para o caso 3.	65
Figura 4-4. Planta para o caso 4.	66
Figura 4-5. Valores de compressão resultantes em modelo de elemento finito.	69
Figura 4-6. Corte atuante (F12) no plano XZ para a Comb 2.	70
Figura 4-7. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 3.....	70

Figura 4-8. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 7.	71
Figura 4-9. Corte atuante (F12) no plano XZ para a Comb 2.	72
Figura 4-10. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 3.	72
Figura 4-11. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 7.	73
Figura 4-12. Corte atuante (F12) no plano YZ para a Comb 2.	74
Figura 4-13. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 3.	74
Figura 4-14. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 7.	75
Figura 4-15. Corte atuante (F12) no plano YZ para a Comb 2.	76
Figura 4-16. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 3.	76
Figura 4-17. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 7.	77
Figura 4-18. Corte basal gerado pelo programa de elementos finitos.	79
Figura 4-19. Corte basal gerado pelo programa de elementos finitos.	79
Figura 4-20. Valor de período fundamental pelo programa de elementos finitos.	80
Figura 4-21. Valor do período fundamental pelo programa de elementos finitos.	80

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1. Níveis de risco sísmico pelo GSHAP (reproduzido de Meli et al., 2011).....	24
Tabela 2-2. Valores de resistência à compressão mínima baseada na área bruta (Meli e Brzev (2011)).	27
Tabela 2-3. Dosagem e resistência mínima à compressão de argamassas típicas f_j' (Meli e Brzev (2011)).	28
Tabela 2-4. Valores de resistência à compressão f_m basados na área bruta (Meli e Brzev (2011))....	29
Tabela 2-5. Valores de resistência ao corte da alvenaria v_m (Meli e Brzev (2011)).	30
Tabela 2-6. Parâmetros da densidade de paredes (Meli e Brzev (2011)).	32
Tabela 3-1. Materiais para alvenaria confinada.	54
Tabela 3-2. Dados sísmicos.....	54
Tabela 3-3. Valores do espectro de resposta sísmica.	57
Tabela 4-1. Pré-dimensionamento da laje.	62
Tabela 4-2. Dimensões das seções transversais dos elementos de confinamento.	63
Tabela 4-3. Resistência máxima ao corte do pilar.....	64
Tabela 4-4. Índice de densidade de paredes.	65
Tabela 4-5. Valores de compressão e corte resistente ao sismo.....	66
Tabela 4-6. Densidade mínima de paredes resistentes ao sismo.	67
Tabela 4-7. Densidades mínimas de paredes resistente a cargas gravíticas.	67
Tabela 4-8. Resumo dos valores de corte atuante obtidos no caso 1.	71
Tabela 4-9. Resumo dos valores de corte atuante obtidos para o caso 2.....	73
Tabela 4-10. Resumo dos valores de corte atuante obtidos para o caso 3.....	75
Tabela 4-11. Resumo dos valores de corte atuante obtidos para o caso 4.....	77
Tabela 4-12. Corte basal pelo o EC 8.....	78
Tabela 4-13. Corte basal pela Seismic Design Guide For Low-Rise Confined Masonry Buildings. ...	78

AGRADECIMENTOS

Expresso o meu reconhecimento primeiramente a Deus que sempre conseguiu guiar meus passos para levar-me ao que hoje sou com muito orgulho.

Aos meus pais, Salomé e Porfírio, que com tanto esforço lutaram para me dar a formação que faz de mim a pessoa que sou nos dias de hoje, pelo seu amor incomparável, pelas suas ensinanças e valores, pela sua paciência nos momentos mais complicados e por sempre acreditarem em mim.

Ao Prof. Doutor Lino Manuel Serra Maia, por ter aceitado o meu pedido na orientação nesta dissertação, quem mesmo estando eu fora de Portugal a desenvolver o trabalho, mostrou-se sempre disponível para qualquer dúvida ou problema, assim mesmo agradeço todas as suas críticas e recomendações para um resultado com mais qualidade.

Ao Msc Eng.º Edinson Guanchez Reyes, da empresa Sísmica C.A e professor da Universidade de Carabobo, pela sua aceitação como coorientador, pela sua inteira disponibilidade nos meses que estive a desenvolver o trabalho na Venezuela e pelas suas críticas importantes em cada capítulo que foram uma mais-valia não só para a finalização do trabalho, mas também para a minha formação profissional.

Ao Eng.º Victor Román Acosta, do consórcio Ghella do projeto linha 2 do metro de Valencia-Venezuela, quem mostrou todo o interesse na verificação dos modelos finitos no programa SAP 2000.

À Universidade da Madeira e a todos os professores do curso de Engenharia Civil, pela minha formação ao longo destes anos de vida académica na Ilha da Madeira-Portugal.

Aos meus irmãos José e Juan que tiveram sempre uma palavra de incentivo para nunca desistir de tudo aquilo em que acredito, que sempre olharam para mim com olhos de orgulho porque sabiam que iria a conseguir por mais pedras que tivesse no caminho.

Aos meus colegas de curso que sempre de uma ou outra forma estiveram presentes para tornar o caminho mais fácil, com as suas explicações, amizade, companheirismo e sentido de humor.

As minhas amigas de toda a vida, em especial a minha Dra. Johana que preocupou-se por minha vida académica e pessoal em todo momento e a toda a minha família que sempre acreditaram em mim e me apoiaram.

1

INTRODUÇÃO

1.1. ABORDAGEM DO PROBLEMA

O uso de alvenaria no mundo da construção tem origem séculos atrás, e com o avanço da ciência, tecnologia e as necessidades e exigências do homem, as técnicas e materiais de construção tiveram de ser modificados e melhorados. Hoje em dia existem diferentes tipos de soluções em alvenaria que são aplicados utilizando variadas técnicas e processos construtivos, que dependem do tipo escolhido; entre as soluções mais correntes temos a alvenaria não armada, alvenaria armada, alvenaria pré-esforçada e alvenaria confinada.

Para a realização desta dissertação considerou-se a alvenaria confinada como solução adotada para ser analisada, pelo facto de ser uma das técnicas com mais aplicação. Este tipo de alvenarias tem uma contribuição considerável na resistência de uma estrutura exposta a cargas gravíticas e laterais que muitas vezes é desprezada pelos engenheiros projetistas. Contudo, existe a falta de interesse de alguns países na implementação dos requisitos regulamentares para as alvenarias, evitando assim a possibilidade de contribuir para uma construção economicamente atrativa com comportamento estrutural em áreas de risco sísmico.

Castilla e Marinilli (2003) afirmam que, os sismos ocorridos na Venezuela em 1986 e 1997, deixaram provas de fragilidade das construções antigas de paredes estruturais, com roturas parciais ou totais que motivaram aos especialistas à recuperação desta técnica (alvenaria) como uma alternativa estrutural, realçando a importância que têm supervisão controlada em todas as fases de construção, para garantir a qualidade da técnica e do tipo de material. Referem de igual forma a alvenaria confinada como a solução estrutural mais comum na América Latina, especialmente na Venezuela, onde atualmente se faz

uma investigação profunda do seu comportamento para assim, produzir resultados práticos em curto prazo.

No entanto, como refere Sosa (2012), a Venezuela continua a ser um país com falta de regulamentos para o dimensionamento de alvenaria confinada pelo que atualmente são feitos estudos para validar a sua aplicabilidade. Refira-se que em países como Equador, México, Chile, Colômbia e Peru já existem regulamentos referentes à utilização do sistema estrutural referido, com os requisitos e especificações de utilização.

No caso da Europa, existe o Eurocódigo 6 (EC 6) para projetos de estrutura de alvenaria. Neste regulamento, o dimensionamento de alvenaria confinada é feita com base nos princípios de alvenaria armada e não armada, considerando-se alguns aspetos da colocação dos elementos de confinamento descritos no Eurocódigo 8 (EC 8) sobre projetos de estruturas para resistência aos sismos.

Mas, a realidade é que, como foi referido anteriormente, mesmo com a existência de regulamentos, em muitos países a execução da alvenaria tem sido limitada a um papel secundário, sendo usada apenas para o preenchimento de paredes exteriores e como paredes divisórias de espaços interiores. Segundo Villamediana (2005), os projetistas de estruturas desprezam a resistência que uma parede de alvenaria oferece a uma estrutura quando sujeita a esforços gravíticos e horizontais (estes últimos podem ser consequência, por exemplo, da ação sísmica ou do vento) considerando estes painéis muito mais frágeis quando comparados com o pórtico.

Da mesma forma Castilla e Marinilli (2003) apontam para o facto de as paredes de alvenaria serem vulneráveis a ações sísmicas, sendo rejeitadas por alguns projetistas. Ultimamente, tem sido realizados estudos que demonstram que as paredes de alvenaria proporcionam resistência lateral e resistência sísmica, o que sob ações sísmicas torna a sua influência sobre o comportamento dos pórticos muito substanciais (Villamediana (2005)). Refira-se que os sismos ocorridos nos últimos anos em todo o mundo têm fornecido amostras do comportamento das paredes de alvenaria confinada, facto que tem levado um grande interesse sobre o assunto, promovendo a sua implementação, com mais detalhes. Contudo, em alguns países a aceitação dos benefícios que esta técnica de construção traz tem sido difícil.

No sismo ocorrido no Chile datado de 1939, os primeiros relatos descrevem que mais de 50% dos edifícios de alvenaria confinada sobreviveram sem qualquer dano, o que levou à expansão da sua aplicação, permitindo, assim, o bom desempenho das edificações no Chile, que foram posteriormente expostos a fortes sismos, sendo o mais recente o ocorrido em Maule em 2010. No Perú, uma situação semelhante ocorreu no sismo de 2007, com a evidência de um edifício de quatro andares de alvenaria confinada que permaneceu praticamente intacto durante o sismo. Desta forma, vários países com

elevado risco sísmico implementaram esta técnica, reduzindo as perdas de vidas (Meli e Brzev (2011) pág. 10).

Meli e Brzev (2011) relatam ainda que nesses países alguns edifícios de altura média em alvenaria confinada colapsaram pela influência de vários fatores que não cumpriam os requisitos propostos por os próprios autores mencionados no início deste parágrafo na “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS” (que traduzido para o Português é “Guia de projeto sísmico para edifícios baixos de alvenaria confinada”), resumidos no geral como sendo de má qualidade de execução da técnica.

Além disso, como descrito por Varum e Rodrigues (2013), em Portugal, as paredes de alvenaria de enchimento são muito utilizadas em construções de betão armado, como paredes divisórias, como proteção em relação a espaços exteriores e como elementos na contribuição de conforto térmico e acústico, desprezando o seu contributo na resposta global da estrutura para cargas gravíticas e laterais.

Para a alvenaria confinada, Braga e Estêvão (2007) indicam que, apesar de, esta não ser uma técnica de prática comum em Portugal, no Algarve (zona de maior risco em Portugal continental), registam-se construções datadas dos anos setenta e oitenta do século XX, onde os elementos de confinamento que apresentam secção reduzida e armaduras foram preenchidos contra os blocos de alvenaria. No entanto, com o aparecimento das paredes duplas esta técnica foi descontinuada.

Atualmente pelas exigências impostas no EC 6 e EC 8, e pelas necessidades no conforto térmico das construções, torna-se mais atraente o uso da alvenaria confinada nas paredes exteriores (Braga e Estêvão (2007) pág. 1).

Gouveia, Lourenço, e Vasconcelos (2007) concluíram que há razões económicas para promover a simplicidade racional e construtiva da tecnologia, entre eles estão os projetos de pesquisa que estão a decorrer, a fim de obter recomendações para uma construção concebida, planeada e executada com os princípios de boa construção, beneficiando estas com as capacidades resistentes das paredes de alvenaria.

Para reforçar ainda mais a ideia referida no paragrafo anterior, e com base na falta de implementação desta técnica de construção em Portugal, pensou-se na realização desta dissertação, onde pela consulta de estudos e experiências internacionais e igualmente pela consulta de Meli e Brzev (2011) como um guia modelo, surgiu a iniciativa de apresentar uma metodologia de projeto de estruturas de habitação usando alvenaria confinada em áreas de risco sísmico, adaptando as características dos materiais em estudo para os de uso mais frequentes em Portugal.

1.2. OBJETIVOS

Objetivo geral:

- Propor uma metodologia de dimensionamento de edifícios baixos usando alvenaria confinada em zonas de risco sísmico em Portugal.

Objetivos específicos:

- Descrever o comportamento de estruturas de alvenaria confinada, construídas para serem expostas à ação da gravidade e à ação sísmica.
- Resumir os regulamentos nacionais e internacionais referentes à conceção de estruturas de alvenaria confinada.
- Modelar uma estrutura de habitação “tipo” com diferentes condições de risco sísmico pelo uso de Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando um software de recente aplicação.
- Propor uma metodologia de dimensionamento de edifícios baixos usando alvenaria confinada em zonas de risco sísmico em Portugal.

1.3. JUSTIFICAÇÃO

Propõem-se a aplicação de uma metodologia para o dimensionamento de habitação de baixo custo permitindo ultrapassar de alguma forma parte da crise económica em Portugal nos dias de hoje, através de uma alternativa viável e eficaz na área de construção civil.

Pretende-se aproveitar a resistência que a alvenaria suporta no comportamento da estrutura em situações de alta sismicidade e sublinhar a importância da interação entre essas paredes de enchimento e os elementos de confinamento de betão (verticais e horizontais), as quais exigem uma redução nas secções em relação à mesma espessura da parede permitindo minimizar os custos de material (betão e aço).

Varum e Rodrigues (2013) referem que as estatísticas compiladas em sismos recentes mostram que os custos associados a danos nas paredes, bem como os custos de reparação ou substituição, mais o tempo de inatividades do prédio ou casa, podem ser muito elevados. Isso acontece por causa da falta de uma boa aplicação prática do conhecimento sobre alvenaria.

De acordo com o acima exposto, procura-se contribuir para a aplicação prática da conceção da alvenaria confinada em áreas de alto risco sísmico em Portugal, não só para melhorar o anteriormente referido, mas também contribuir para aumentar o conhecimento sobre esta técnica e expandir sua aplicação na

área da construção civil em países como Portugal, onde se desaproveitam os benefícios que esta técnica oferece.

1.4. POSSÍVEIS LIMITAÇÕES

Uma limitação está na diferença existente entre as propriedades dos materiais utilizados nos modelos de análise desenvolvidos na Venezuela para a realização desta dissertação e os modelos utilizados em Portugal, o que pode alterar alguns resultados. No entanto procura-se uma semelhança muito estreita entre eles que reduza o erro referido.

Da mesma forma, existe o problema da falta de normas para o dimensionamento e aplicação de alvenaria confinada na Venezuela e em Portugal, o que tem influência no controlo de qualidade e execução da técnica de construção, bem como nas diferenças que possam existir entre os modelos teóricos e aplicação prática da metodologia de conceção.

Torna-se importante referir que nos capítulos que se seguem, são dadas algumas recomendações e diretrizes sobre o sistema de fundação de aplicação comum no território português, mas esta é dada de uma forma geral sem entrar na parte da análise e dimensionamento, pois desconhecem-se as características específicas do terreno. Assim mesmo interessa referir que as condições de apoio para a fundação considerada no modelo de elementos finitos utilizado é simplesmente apoiado, desprezando qualquer interação entre o solo e a estrutura.

1.5. DELIMITAÇÃO

Esta pesquisa foi desenvolvida com o objetivo de permitir a aplicação de uma metodologia desenvolvida apenas para Portugal, especificamente para um determinado grupo de habitação limitado de 1 a 2 andares com uma tipologia de estrutura de aplicação comum no território Português, mostrando simetria e áreas relativamente aceitáveis para habitação de baixo custo.

A ideia principal é baseada na sintetização dos requisitos gerais de conceção propostos pela “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS”, que atende as normas internacionais de países com uso popular da técnica de construção em análise, complementando-a com os requisitos do EC 6 e EC 8 baseado na norma portuguesa, para obter como resultado uma metodologia de conceção para alvenaria confinada projetada para ser diretamente aplicável em todas as situações e em áreas com diferentes níveis de risco sísmico em Portugal.

2

METODOLOGIA TEÓRICA

2.1. ANTECEDENTES

Os sismos em diferentes partes do mundo têm levado ao colapso de edifícios de alvenaria simples, por exemplo na Colômbia, Califórnia, China e Itália. No entanto, em países como Chile, Peru, México e Nova Zelândia, a aplicação cuidadosa da técnica em análise tem levado a um aumento da investigação nesta área, dando origem à determinação de configurações e métodos de análise, na conceção racional e dimensionamento estrutural. Em regiões de alto risco sísmico, é comum a construção de edifícios multinível com alvenaria tendo paredes com diferentes tipos de reforço, sendo estas, mais baratas em comparação com outras formas e materiais estruturais. Em alguns países, latino-americanos e europeus, localizados em áreas de moderado a alto risco sísmico, é usual a construção de edifícios multifamiliar com altura média (até 5 ou 6 andares), com paredes de 120-240 mm de espessura, em alvenaria confinados com elementos perimetrais ou de alvenaria com reforço interno, projetado e construído com base nos próprios regulamentos, resultantes de investigações e experiências abrangidas.

2.1.1. ALVENARIA CONFINADA NO MUNDO

Ocampo (2012), no seu trabalho de mestrado titulado "Modelación con elementos finitos de muros de mampostería estructural ortogonales", define como análise manual de alvenaria os procedimentos de análise estrutural que não são feitos por elementos finitos, sendo esses procedimentos realizados com a utilização de folhas de cálculo, assumindo as paredes dispostas ortogonalmente, unidas por intermédio de diagramas rígidos e que as cargas horizontais se distribuem de maneira proporcional à rigidez de translação das paredes.

O objetivo geral do trabalho Ocampo (2012), assenta na obtenção dos parâmetros para a homogeneização das paredes de alvenaria e na sua aplicação na análise manual ou modelação de elementos finitos, tendo em conta a inter-relação entre as paredes estruturais de alvenaria dispostas ortogonalmente.

A fim de caracterizar estruturalmente o comportamento da estrutura de alvenaria, para a modelação de elementos finitos, ou para análise manual, realizaram-se testes laboratoriais obtendo resultados que foram processados e comparados com as expressões teóricas para determinação dos módulos de elasticidade e das resistências à compressão de unidades de tijolo e das argamassas. O estudo concluiu que o comportamento de paredes com diafragmas rígidos, interligados rigidamente com paredes ortogonais, apresenta rigidez relativa à translação que não pode ser corretamente simulada por métodos manuais.

Enquanto isso, Torres Rodríguez (2009), em seu trabalho de especialização intitulado "Comportamiento de Muros de Mampostería con elementos de borde confinados con platinas en el mortero de pega", afirma que a alvenaria estrutural tornou-se um dos sistemas de construção mais usuais na Colômbia, não só para edificações de um e dois níveis, como também para cinco níveis ou mais. Este tipo de estruturas pode suportar cargas gravíticas com muito bons resultados, como é evidenciado pela existência de muitas obras construídas com esse material: o Coliseu e alguns viadutos romanos ainda existentes, sendo que estes já não fornecem a função para a qual foram criados. No entanto, a resistência deste material a cargas laterais não pode ser determinada com uma suficiente precisão, uma vez que exibem muitos parâmetros que influenciam o comportamento das paredes perante esforços laterais e que causam esforços de corte e momentos fletores.

O objetivo geral da investigação de Torres Rodríguez (2009) foi o de melhorar o comportamento dos elementos de contorno em paredes de alvenaria estrutural por meio de placas de aço transversais de confinamento na pasta de argamassa, sob força horizontal monótona. A metodologia utilizada enquadrar-se no ensaio, no qual permitiu avaliar a relação de tensão-deformação de alvenaria e obter o seu módulo de elasticidade. Para este teste foram preparadas três paredes à escala real, aos quais foram preenchidas todas as suas células. As dimensões das paredes testadas foram de 1,50 m de comprimento e 2,20 metros de altura em alvenaria, confinada na vertical por uma viga de betão de 20 cm de altura e uma espessura igual à parede, cuja finalidade é de melhorar a distribuição de cargas sobre a parede. O estudo concluiu que o comportamento das paredes com elementos de contorno é diferente do comportamento de uma parede convencional, aumentando a sua resistência de uma forma significativa.

Além disso, nos últimos anos tem havido testes de laboratório no Instituto de Materiais e Modelos Estruturais (IMME) da Universidade Central da Venezuela (UCV) em Caracas, que têm contribuído

para a aquisição de experiências sobre a eficácia das paredes alvenaria confinada. Estas experiências surgem com intuito de iniciar um projeto onde é dada prioridade à investigação do comportamento dessas paredes, com o objetivo de reduzir o risco destruição total ou parcial de alguns sismos no mundo e na Venezuela evidenciaram, sendo que estes têm demonstrado falta de cuidados na sua aplicação destas estruturas.

De igual forma se quer recuperar esta técnica como alternativa estrutural válida. Pelo que Marinilli e Castilla (2007) em seu artigo intitulado "Evaluación sismorresistente de muros de mampostería confinada con dos o más machones", dão continuidade a projetos desenvolvidos pela IMME e a UCV em anos anteriores. O objetivo nesta fase é avaliar o efeito do número de elementos confinantes verticais no comportamento sísmico de paredes de alvenaria confinada. Para isso, foram ensaiadas quatro paredes à escala real, com alternância de carga lateral e crescente e carga vertical constante. Em relação aos requisitos considerados na separação dos elementos verticais, para este estudo foram tidos em conta os padrões atuais de países como Argentina, Chile, Colômbia, México, Peru, Venezuela e a norma europeia (EC 6 EN 1996-1-1, 2002).

O ensaio consistiu na construção de quatro paredes (Figura 2-1), denominadas de M1, M2, M3 e M4, tendo todas um comprimento $L = 3,0$ m, medida centro a centro dos elementos verticais exteriores e altura de $H = 2,3$ m. A espessura nominal foi de 0,15 m, determinada pela largura nominal dos blocos de betão furados 40x15x20 cm e argamassa com areia, cimento e cal 4:1:1. Quanto aos elementos de confinamento de betão armado, estes consistiam em vigas de fundação de seção transversal 30x50 cm, em elementos verticais transversais de seção transversal 15x15 cm e em elementos horizontais de seção transversal 15x20 cm, tais paredes, foram submetidas a cargas verticais constantes e a alternância de cargas laterais e crescentes de modo a conseguir o esgotamento dos mesmos.

Como referido anteriormente, concluiu-se que nas paredes predominou a deformação lateral por corte independente do número de elementos verticais e seu espaçamento, além disso estes elementos quando situam-se no exterior podem deformar-se por tração e compressão na direção da carga lateral, enquanto no seu interior apenas a deformação ocorre pela tração. Este comportamento permite corroborar um mecanismo resistente ao momento de derrube. A fratura foi dada, em geral, por a argamassa com ângulos aproximados a 45°, demonstrando que menores espaçamentos garantem um melhor confinamento e redistribuição do dano de alvenaria.

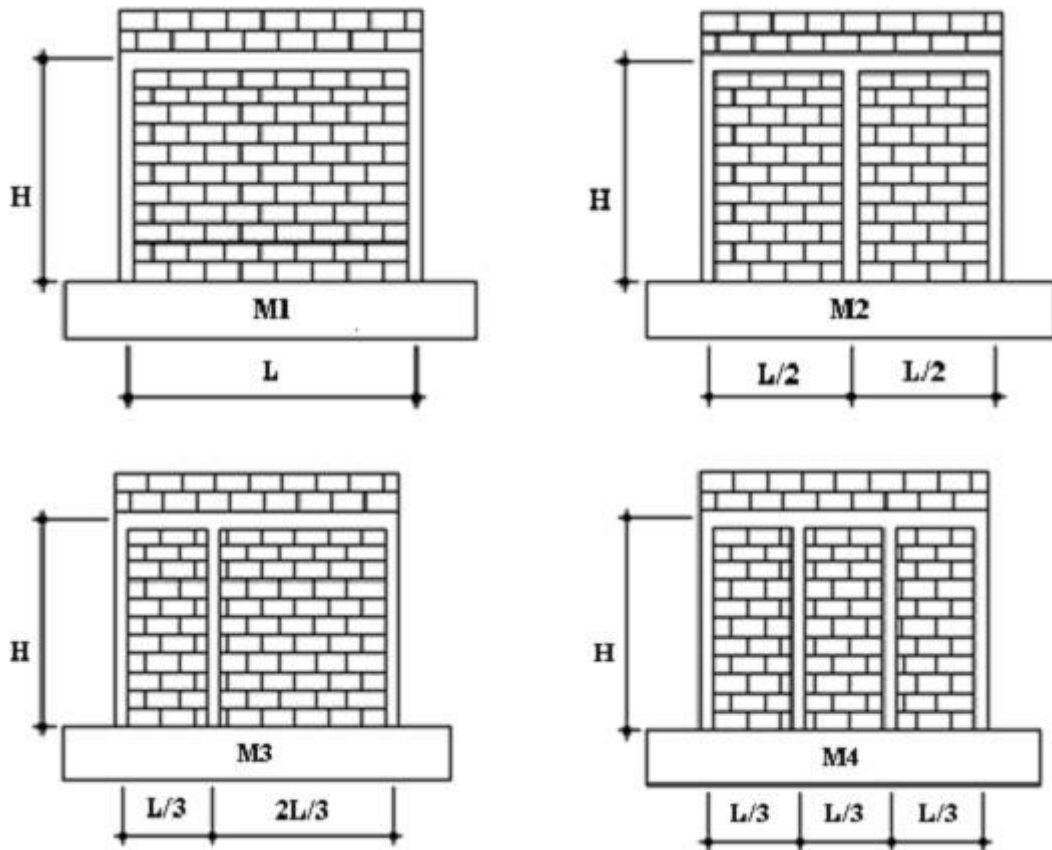


Figura 2-1. Configuração das paredes ensaiadas (Marinilli e Castilla (2007)).

Por sua vez, Silva (2006), em seu estudo intitulado "Contribuição ao entendimento do comportamento estrutural de paredes de contraventamento de alvenaria não armada dotadas de aberturas submetidas a carregamento lateral", indica a importância da influência das aberturas sobre o comportamento global da alvenaria que forma parte do contraventamento de edificações de alvenaria estrutural, gerando a redução de sua resistência e rigidez. Assim, o principal objetivo incidu na avaliação da distribuição das forças de corte entre os diversos elementos verticais que integram parede dotada com as aberturas em diferentes cenários de cargas usuais. Para isso usou (TEF), considerando-se aberturas para janelas e portas, niveladas e não niveladas, como também para os níveis de pré-tensão variados, que permitiram concluir que as aberturas alteram a capacidade resistente da parede a cargas laterais, bem como a área de abertura em relação à parede e a sua localização influenciará no seu comportamento global, como também se trata-se a uma parede térrea isolado ou de vários andares, sendo estas últimas mais condicionadas pela localização das aberturas no interior do painel por alterarem a geometria dos elementos verticais, que altera a sua resistência lateral.

Além disso, Acosta, Vivas, Castilla, e Fernández (2005), em seu projeto titulado "Sistema de muros de mampostería estructural confinada con perfiles de acero para la vivienda de bajo costo", afirmam que

este sistema melhorará o rendimento da alvenaria ao mesmo tempo que proporcionará a sua sustentabilidade, sismo-resistência e flexibilidade de produção especificamente nas aplicações para o edifício de baixo custo. Por outro lado, justifica a alvenaria confinada com elementos de betão como uma das técnicas mais difundidas na Venezuela tanto na construção formal como na informal, no entanto, menciona a preocupação que existe na credibilidade da capacidade sismorresistente destes edifícios pela falta de normas estruturais para a alvenaria e pelo incumprimento em muitos casos dos requisitos básicos de boas práticas de construção. No entanto, a alvenaria confinada sendo bem aplicada promove custos reduzidos pela redução da espessura dos elementos de confinamento das paredes, diminuindo assim as seções de betão armado e a área de armadura. Com este sistema de paredes de alvenaria confinada com perfis metálicos obtêm-se uma montagem rápida de instalação do telhado e para a construção de paredes niveladas. De igual forma consegue-se o aumento do controlo de qualidade dado que os perfis são produzidos industrialmente. Neste estudo de Acosta et al. (2005), concluiu-se pelos ensaios realizados que este sistema é tão eficaz como as paredes de confinamento convencionais, adicionalmente, esta solução resultou mais prática do ponto de vista sismorresistente, pois permite uma maior capacidade de deformação lateral sem perda de capacidade de carga. Ainda outra conclusão foi que, os impactos ambientais com este sistema melhoraram devido á redução do consumo de recursos e do consumo de energia, minimizando os resíduos ao mesmo tempo que favorece uma maior durabilidade e uma fácil manutenção dos edifícios.

No boletim do IMME Castilla e Marinilli (2003) referem que no estudo de Castilla e Pose em 1995, mediante ensaios de quatro paredes de alvenaria confinada em blocos de betão (dois deles armados internamente) sujeitas unicamente a cargas laterais alternadas e crescente, observou-se que os resultados de comparação obtidos em ensaios estáticos não são representativos do comportamento de paredes submetidas a cargas alternadas, sendo importante mencionar que nestes ensaios não foram considerados os efeitos da carga axial nem a relação do aspecto das paredes.

Assim, ocorre o interesse por parte do IMME, de avaliar o comportamento das nove paredes de alvenaria confinadas á escala real de blocos de betão furados (por existir menos experiência sobre estes), perante cargas laterais alternadas, crescentes e com carga axial constante. Para este fim, estudou-se os fatores relacionados com a sismo-resistência, como a ductilidade lateral, a degradação da rigidez e a capacidade de dissipação de energia. Do ponto de vista prático, obtiveram-se os limites de deslocamento e as propriedades de resistência que poderiam ser utilizadas para a conceção das paredes.

Castilla e Marinilli (2003) explicam que existe uma fragilidade nas paredes de alvenaria estrutural localizadas em zonas sísmicas, as cargas laterais a que a parede se submete induzem esforços de tração que irão provocar fracturação nas diagonais, como também perda de rigidez e resistência em todo o

sistema estrutural. Por esta razão, pensa-se na colocação de armadura para controlar essas fissuras, daí adotar-se entre uma das soluções, a alvenaria confinada por elementos de betão armado. Assim mesmo, as paredes debilitam-se pela existência de aberturas (janelas, portas, entre outros) pelo que estas deverão ser analisadas, tanto na etapa de projeto como na sua construção.

Os resultados observados nos ensaios realizados pelo IMME mostram que as deformações laterais obtidas pela aplicação de cargas verticais e horizontais degradam a rigidez da parede, resultando assim num aumento da dissipação de energia sem necessidade de atingir a cedência.

2.1.2. ALVENARIA CONFINADA EM PORTUGAL

Varum, Rodrigues, Vicente, e Costa (2011) no seu artigo intitulado "A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifício", analisa diferentes estratégias de modelação destas paredes, para além dos danos severos e colapsos causados pelos sismos em edifícios por causa das alterações do comportamento das estruturas influenciadas pela alvenaria. De forma mais clara, explica o comportamento das paredes de enchimento perante os sismos, realçando a influência da sua rigidez, da resistência máxima e dissipação de energia no comportamento global da estrutura. Da mesma maneira refere que em situações de distribuição regular das paredes e certos níveis de sismicidade é necessário considerar a sua contribuição para reduzir os deslocamentos nos pisos intermédios, provocando menores danos em elementos estruturais e não estruturais, tais como tubos, juntas de dilatação, equipamentos, entre outros (Figura 2-2).

A distribuição irregular das paredes de alvenaria num piso, quando não considerado no dimensionamento, leva a irregularidades na planta pela torção global do edifício que poderá induzir esforços adicionais solicitando com maior intensidade as zonas exteriores. Além dos mecanismos globais, as paredes podem apresentar colapsos locais associados por exemplo a aberturas de portas e janelas que provocam uma altura do pilar livre maior do que o previsto no projeto, fazendo com que tenha uma rigidez superior que possa originar um mecanismo de coluna curta com rutura por corte.

Quanto ao desenvolvimento de modelos numéricos não lineares que simulam o comportamento global destes painéis de alvenaria e do acréscimo das capacidades computacionais, estas tornam viável a consideração da influência das paredes de alvenaria no dimensionamento e verificação da segurança de estruturas de construção. Assim mesmo realçam a importância a ser dada no dimensionamento e verificação da segurança desses elementos, especialmente aos pontos singulares como por exemplo apoios, ligações, entre outros.



Figura 2-2. Rotura por corte dum pilar perto duma abertura (Varum et al. (2011)).

Gouveia et al. (2007) fez um estudo intitulado "Soluções construtivas em alvenaria", com o objetivo de fazer referência às vantagens e desvantagens da construção de alvenaria estrutural e da sua execução, mostrando ainda sistemas e soluções construtivas em alvenaria simples, confinada e armada. Em relação à alvenaria confinada, referem que mediante estudos experimentais relativos ao comportamento mecânico, pode concluir-se que esta solução proporciona uma maior resistência mecânica a ações do corte, assim como uma maior capacidade de dissipação de energia e maior ductilidade em relação a alvenaria simples. Também neste estudo, o autor afirma que os projetos que estão sendo realizados até á data, são uma contribuição para a tecnologia mais racional baseada na construção simples, esperando que estes resultem em documentos para a conceção arquitetónica e de dimensionamento, bem como recomendações com princípios de uma boa construção em benefício da capacidade resistente das paredes de alvenaria e em prejuízo da má conceção atual de paredes de alvenaria destinadas à divisão da estrutura com o exterior ou ao preenchimento de estruturas em pórtico de elementos de betão armado ou metálicos.

Por outro lado, Braga e Estêvão (2007) executaram uma análise intitulada "Estudo da viabilidade da construção em alvenaria confinada no Algarve", onde afirmam que os sismos dos últimos anos têm demonstrado um comportamento aceitável em edifícios de baixa altura de alvenaria confinada, como por exemplo no sismo de 1980, nos Açores. O trabalho apresenta um estudo sobre a segurança estrutural de pequenas construções de alvenaria confinada com uma tipologia característica de região do Algarve, Portugal e de acordo com os materiais existentes na mesma. Com base nesta tipologia e nos resultados de testes experimentais, realizou-se uma análise numérica sísmica de uma construção cumprindo com as verificações de segurança dos Eurocódigos 6 e 8. A conclusão das experiências feitas com blocos de tijolos cerâmicos, por ser a matéria-prima da região e tendo em conta os requisitos dos Eurocódigos

anteriormente mencionados e o nível de sismicidade que apresenta a cidade do Algarve, conduziu a uma solução de alvenaria confinada como não viável, nem economicamente atrativa. Além do facto de se considerar a alvenaria nos modelos de análise, verifica-se um aumento significativo da frequência fundamental e da aceleração espectral. Outro aspeto que tornou esta solução não viável foi a facto da não distribuição regular da rigidez, o que condicionou a uniformidade da distribuição dos esforços sobre as paredes.

Mas, como referido anteriormente, sugere-se a possibilidade de aplicação da alvenaria confinada no caso de um projeto arquitetónico que tenha em conta uma melhor solução à anteriormente referida, além de se ter que adotar um tipo de alvenaria mais resistente de a alvenaria de tijolos cerâmicos, de preferência, com furos verticais, que permitam uma maior resistência à compressão. Finalmente refere-se a importância de se conseguir um melhor controlo de qualidade ao nível das dimensões e valores de resistência dos materiais, de modo a reduzir os elevados coeficientes parciais de segurança que afetam os valores resistentes de dimensionamento e considerar a influência das argamassas de revestimento nas resistências das paredes.

De igual forma, de SOUSA (2002) no seu estudo de "Alvenarias em Portugal situação atual e perspectivas futuras", realizado no seminário sobre as paredes de alvenaria no Porto, mostra que o custo da alvenaria em Portugal é cerca de 12 % a 17 % dos custos globais dos edifícios. Da mesma forma manifesta o interesse da crescente que existe pelo reconhecimento (embora tardia) da importância económica e funcional da alvenaria. Por outro lado, explica que no tempo de pós-guerra, as soluções tradicionais foram substituídos por soluções mais modernas, tais como a execução de elementos verticais de betão armado que fizeram perder a função resistente da alvenaria, além de referir as patologias que afetavam de uma maneira negativa os edifícios, entre elas se encontram as fissuras das paredes exteriores e interiores, os problemas consequentes da penetração de água e da humidade, como também a deterioração dos revestimentos que estão relacionadas com outras patologias. Entre as causas das patologias anteriormente mencionadas, o autor indicou a má conceção dada pela falta de um verdadeiro projeto de alvenaria e de controlo da qualidade dos materiais utilizados, bem como os pormenores de execução, os aspetos relacionados com a economia onde se devem incluir não só apenas os custos de construção, mas também os custos de utilização e manutenção, a falta de mão-de-obra especializada e finalmente os problemas relacionados com a prática portuguesa.

Como forma de perspectiva futura, faz-se referência a utilização da alvenaria resistente como uma solução económica e funcionalmente interessante para os edifícios de médio porte, aglomerando a importância de se juntar o aparecimento do EC 6 e outras ferramentas modernas para um melhor dimensionamento de estruturas de alvenaria.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. ALVENARIA CONFINADA

A alvenaria confinada é formada por unidades de alvenaria unidas entre si por meio de argamassa, as quais encontram-se confinadas em todo o seu perímetro por elementos esbeltos verticais e horizontais de betão armado (no geral), ou em alguns casos por perfis metálicos.

No Eurocódigo 6 define-se alvenaria confinada como elementos de alvenaria integrados com concreto armado ou de alvenaria armada, nos quatro lados 115 (2000).

De igual forma Meli e Brzev (2011) descrevem a construção de alvenaria confinada como uma composição de paredes de alvenaria e os elementos horizontais e verticais de betão armado construídos em quatro lados de um painel de parede de alvenaria, com secções transversais mais pequenas do que as de construção comum. Também referem o facto de estes elementos serem construídos após a parede de alvenaria ter sido construída na sua totalidade.

Sosa (2012) define os elementos que compõem uma estrutura de alvenaria confinada (Figura 2-3), como se segue:

Parede de alvenaria ou pano de alvenaria: Consiste em paredes feitas de blocos de tijolo ou de betão ligados por uma argamassa, que transmitem as cargas gravíticas desde a laje ao sistema de fundação e são responsáveis pela absorção de força horizontal sísmica na direção em que estão localizadas.

Elementos confinantes (verticais e horizontais): proporcionam estabilidade e integridade às paredes de alvenaria e ajudam a suportar as cargas de gravidade.

Lajes de teto e entrepisos: Eles atuam como um diafragma e transmitem cargas laterais e gravíticas para as paredes.

Fundação: Responsável por transmitir a carga para o terreno de fundação.

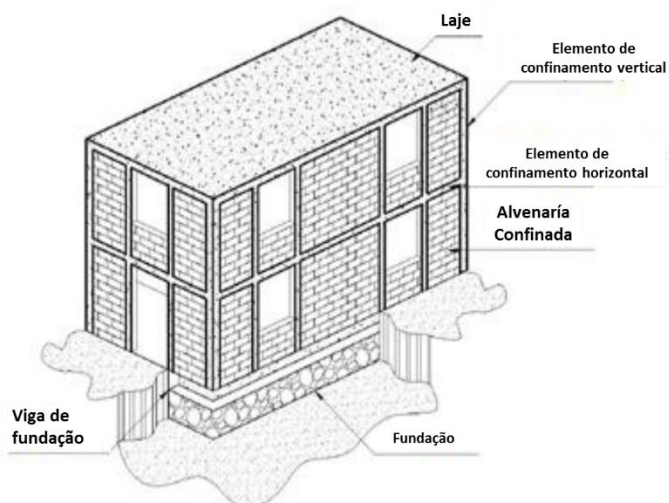


Figura 2-3. Elementos duma estrutura de alvenaria confinada (Meli e Brzev (2011)).

Sosa (2012) também explica que o comportamento de uma estrutura de alvenaria confinada, como a distribuição de forças internas durante um evento sísmico, principalmente dependem do sistema de teto e entrepiso, estes elementos atuam como diafragmas com a função de absorver as cargas laterais e transmiti-las aos elementos verticais de resistência sísmica como são as paredes de alvenaria. Os diafragmas podem ser flexíveis ou rígidos em que as flexíveis (lajes leves) atuam como vigas apoiadas sobre as paredes e transmitem as forças de inércia aos elementos resistentes com base na área de influência, os diafragmas rígidos (lajes vigadas ou maciças em betão armado) asseguram a transferência eficaz das forças sísmicas em proporção à rigidez das paredes, desde que haja uma ligação adequada entre os elementos e o diafragma (Figura 2-4).

Outro fator que condiciona o bom desempenho do sistema estrutural estudado é o confinamento adequado da alvenaria, onde estes elementos devem proporcionar uma ação monolítica da parede. Esta situação é conseguida pela sequência correta da construção de alvenaria confinada, descrito como se segue: inicialmente deve ser contruída a parede de alvenaria, um piso de cada vez, seguido dos elementos verticais em betão armado. Finalmente, na parte superior da parede é colocada a armadura de reforço do elemento horizontal e se betona o elemento horizontal em simultâneo com a laje.

Em países como Equador, Chile e Peru reforçam a ligação entre a parede de alvenaria e os elementos de confinamento com o dentado dos blocos ou com a colocação de conetores de corte. No primeiro caso os blocos colocam-se sobressalientes no mínimo 5 cm em ambos lados da parede em filas intermitentes; para unidades de alvenaria feitas a mão e sem alvéolos, é recomendado o corte das esquinas. No caso da utilização dos conetores de corte devem colocar-se barras com um diâmetro mínimo de 6 mm e $f_y=490$ MPa localizados a cada 40 cm com 15 cm embebidos no betão e ao menos 50 cm na parede, para garantir continuidade (Figura 2-5).

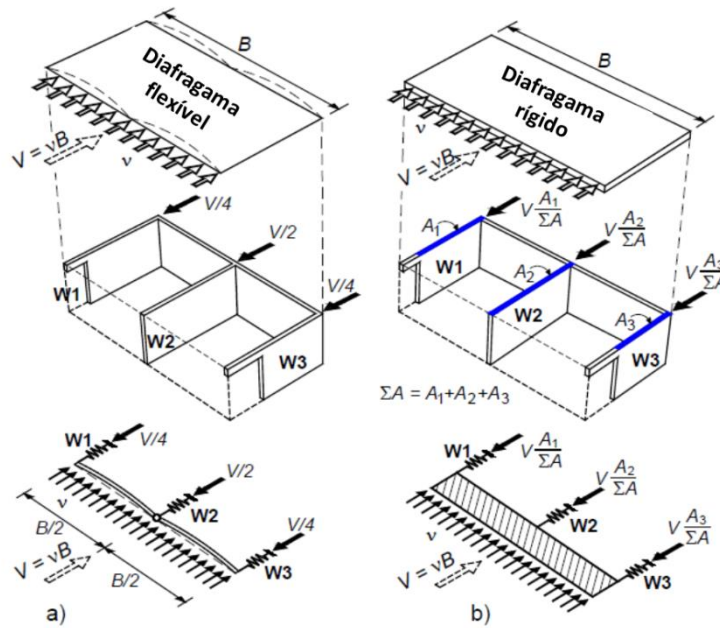


Figura 2-4. Distribuição de cargas laterais em edifícios: a) diafragma flexível, b) diafragma rígido (Meli e Brzev (2011)).

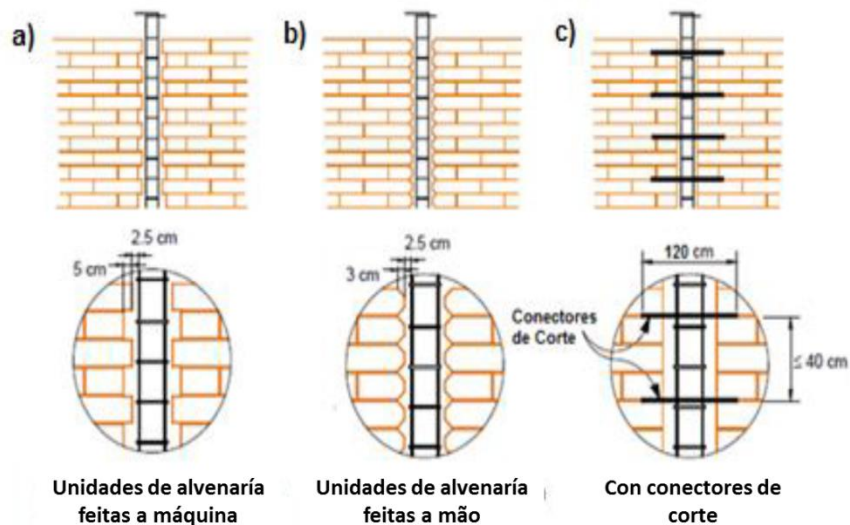


Figura 2-5. Ligações para garantir a aderência entre os elementos (Meli e Brzev (2011)).

2.2.1.1. COMPORTAMENTO GERAL AO SISMO

Segundo Meli e Brzev (2011) o comportamento de uma parede de alvenaria confinada é explicada pela ação composta entre a própria parede e seus elementos de confinamento. Esta ação existe devido à aderência entre a parede de alvenaria e os elementos verticais. Na Figura 2-6 mostra-se a fratura diagonal

de corte típica que se estende em toda a parede e nos elementos verticais, devido a uma simulação de cargas sísmicas. Este comportamento é comum em edifícios baixos onde a espessura dos pilares não ultrapasse 1,5 vezes a espessura da parede. Se esta seção aumentar, a rigidez dos elementos de confinamento também aumentam.

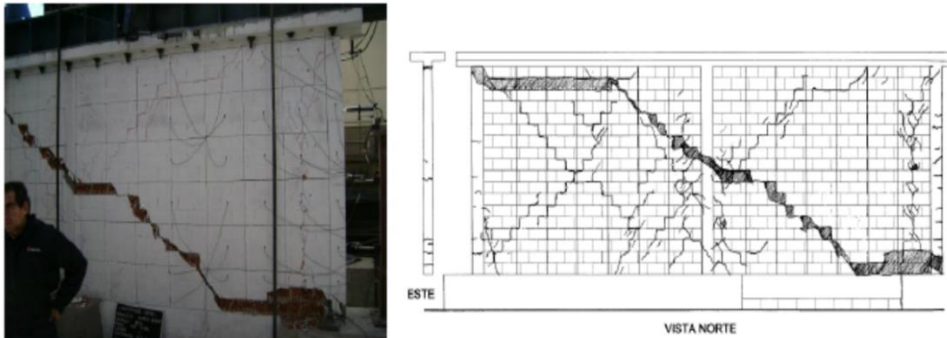


Figura 2-6. Dano típico numa parede de alvenaria confinada perante forças sísmicas (Meli e Brzev (2011)).

A capacidade de corte de uma parede de alvenaria confinada é determinada pela soma das contribuições da parede de alvenaria e dos elementos verticais. Estes últimos experimentam a sua capacidade de corte só depois da parede de alvenaria ter esgotado a sua resistência.

No seguinte diagrama (Figura 2-7) observa-se que depois da aparição da fratura diagonal na parede, a rigidez e a resistência desta é reduzida (ponto 1). No entanto a sua capacidade de carga-resistência mantêm-se até as regiões mais críticas dos elementos de confinamento (zona superior e inferior de cada nível do solo e nas proximidades das aberturas) experimentam a sua fratura (ponto 2). Assim é demonstrado que quando a parede de alvenaria é bem contruída, podem alcançar-se grandes deformações laterais e ductilidade antes rotura total (ponto 3).

Os painéis de alvenaria confinada são também submetidos a cargas gravíticas geradas pelo peso próprio e pelas cargas dos entrepisos e tetos. Na Figura 2-8 descreve-se o comportamento da parede em estudo perante este tipo de cargas, onde os esforços de compressão são resistidas pela parede de alvenaria e reforço longitudinal dos pilares; os esforços de tração são resistidos de igual forma por estas armaduras. A capacidade de flexão do painel é determinada pela soma dos momentos gerados pelas diversas foças internas ao redor do centro de rigidez da seção.

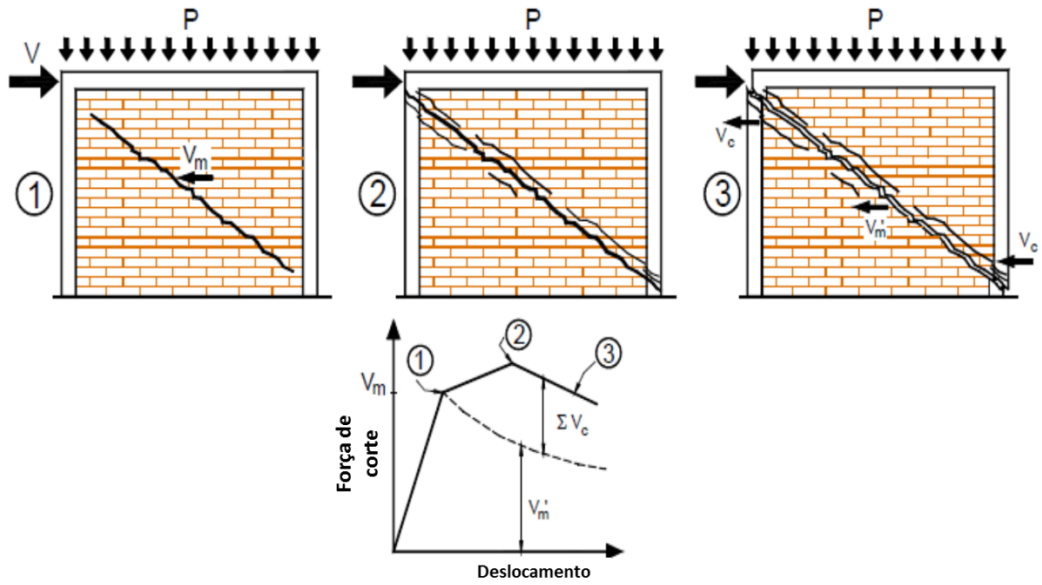


Figura 2-7. Mecanismo de resistência ao corte num painel de alvenaria confinada (Meli e Brzev (2011)).

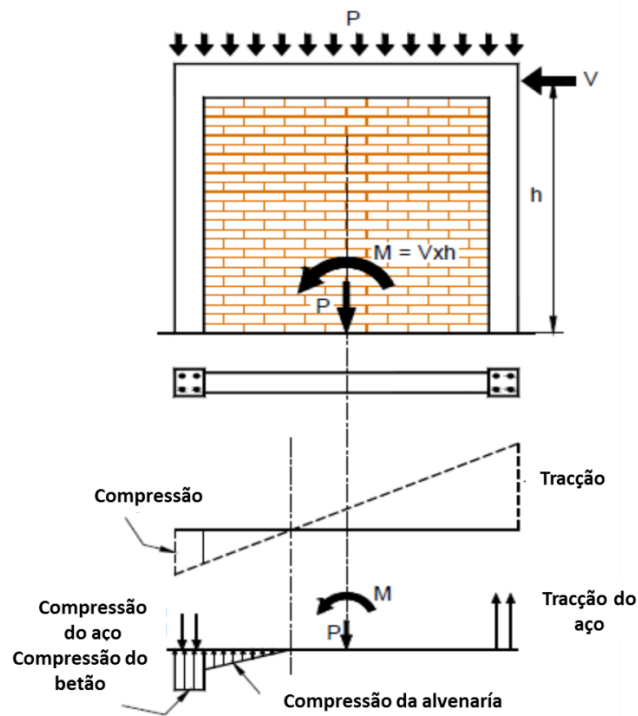


Figura 2-8. Parede de alvenaria confinada sujeita a carga axial e momento fletor (Meli e Brzev (2011)).

2.2.1.2. MECANISMO DE FALHA SÍSMICA

Os mecanismos de falha nos painéis de parede de alvenaria confinada estão dependentes da direção da carga do sismo. Meli e Brzev (2011) descrevem os seguintes casos possíveis:

Mecanismos de falha no plano: Onde o movimento sísmico do solo é dado na direção paralela ao plano longitudinal da parede, gerando um mecanismo de falha de corte ou flexão. O corte caracteriza-se por uma fratura diagonal distribuída em toda a parede como foi mencionado anteriormente, onde gera-se o esmagamento da argamassa. O comportamento do painel como foi explicado anteriormente inicia-se com a resistência da parede às cargas laterais, esta depois da fratura faz pressão contra os elementos verticais para os lados fazendo que os varões de reforço comecem a trabalhar à tração e compressão. No nível de carga máxima os esforços concentram-se na zona inferior e superior do elemento vertical de confinamento (Figura 2-9 esquerda).

Quanto ao mecanismo de falha à flexão, este caracteriza-se pela fratura horizontal das juntas entre a argamassa e a parede (Figura 2-9 direita). Normalmente isto acontece quando não existe boa ligação entre os elementos, no entanto este mecanismo de falha não é tão crítico como o de corte pois este não leva à rotura frágil das paredes de alvenaria, mas sim ao esmagamento dos blocos.

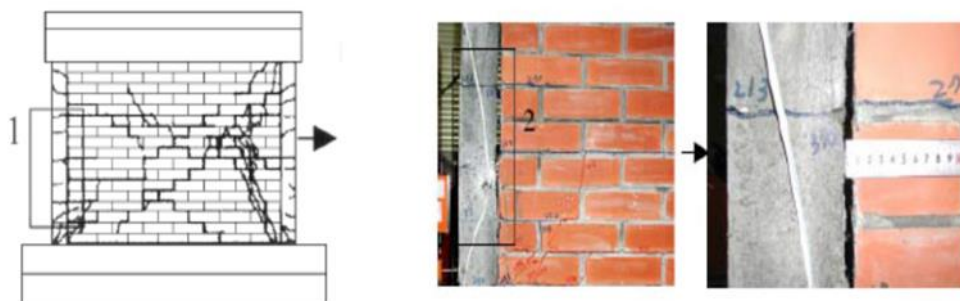


Figura 2-9. Mecanismo de falha à flexão (Meli e Brzev (2011) (Meli & Brzev, 2011))

Estudos têm demonstrado que os elementos verticais resistem às cargas gravíticas pela sua elevada rigidez e garantem a estabilidade vertical da estrutura. A rotura total do pilar acontece quando ocorre o mecanismo de flexão. É preciso indicar a importância que tem a área e a separação das armaduras longitudinais e transversais nas zonas extremas dos elementos verticais para a resistência ao corte, pelo que é necessário que estas sejam bem calculadas.

Mecanismos de falha fora do plano: Onde o movimento sísmico do solo é gerado na direção perpendicular ao plano longitudinal da parede. Na Figura 2-10 mostra-se que os efeitos sísmicos são

mais pronunciados ao nível do piso superior. Este efeito provoca tensões de corte e flexão nas paredes resultando na fratura de estas e possível colapso por tombamento.

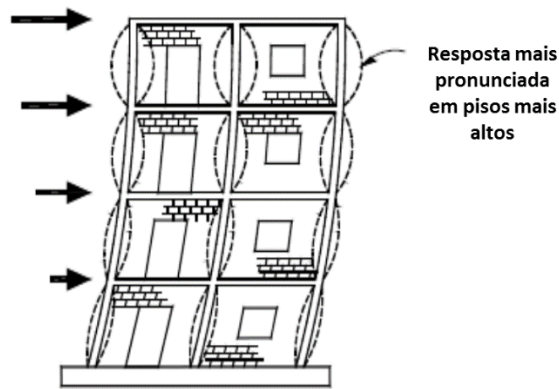


Figura 2-10. Mecanismo do efeito sísmico fora do plano (Meli e Brzev (2011)).

A propagação do dano e o risco de colapso dependem do tipo de teto e diafragma (rígido ou flexível), e a boa ligação entre a parede e os elementos de confinamento (Figura 2-11). No caso de se tratar de um diafragma flexível, a flexão fora do plano é crítica, pois não há transmissão de forças laterais para as paredes orientadas na direção das forças sísmicas. No caso de diafragmas rígidos pode tornar-se crítico pelas vibrações geradas nas paredes transversais pelas forças de inércia. O referido anteriormente evita-se garantindo um bom espaçamento máximo dos elementos verticais e horizontais e a ótima ligação e interação entre todos os elementos que compõem uma estrutura de alvenaria confinada.

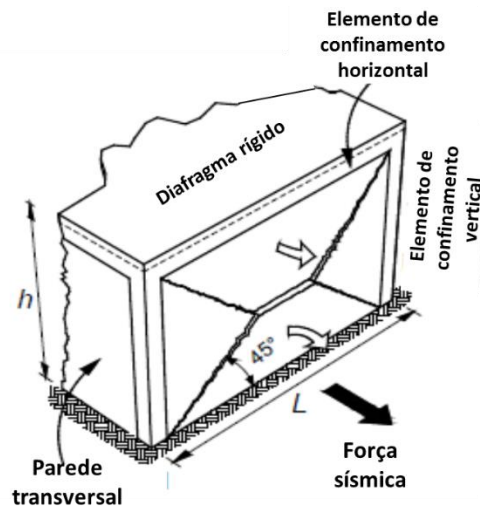


Figura 2-11. Comportamento de laje armada em duas direções (Meli e Brzev (2011)).

Os elementos horizontais têm grande importância na melhoria da resistência fora do plano das paredes de alvenaria confinada com diafragmas flexíveis. Estas devem apresentar um tamanho e reforço adequado. Na Figura 2-12 mostram-se os danos que podem gerar o não cumprimento do anteriormente referido e a colocação de comprimentos de emenda insuficientes.



Figura 2-12. Colapso de uma parede em Maule, Chile 2010 (Meli e Brzev (2011)).

2.2.1.3. RESPOSTA SÍSMICA EM EDIFÍCIOS DE VÁRIOS NÍVEIS

Em edifícios de alvenaria confinada de vários níveis os sismos geram forças laterais que causam assentamentos nas fundações e por sua vez falhas significativas. Na Figura 2-13 observa-se o colapso gerado no primeiro nível num edifício devido a este tipo de esforços.

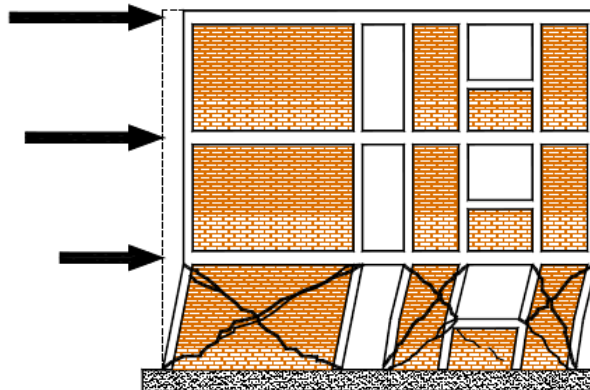


Figura 2-13. Mecanismo de colapso de um edifício de alvenaria confinada de vários níveis (Meli e Brzev (2011)).

Neste caso a rigidez é igual inicialmente em todos os níveis, no entanto no primeiro nível produz-se o colapso por causa dos altos esforços sísmicos gerando fraturas que se estendem pela parede de alvenaria resultando na diminuição da rigidez lateral nessa zona.

Em zonas como Maule, Chile no ano 2010 após o sismo ocorrido, um grupo de edificações em alvenaria confinada de vários níveis sofreram grandes danos no nível inferior (Figura 2-14 e Figura 2-15). Foram numerosos os fatores que causaram o problema, entre eles encontram-se a falta de elementos confinantes no perímetro das aberturas que diminuiu a capacidade resistente lateral das paredes, o baixo nível de qualidade de construção que gerou resistências de corte inadequadas e o cálculo deficiente da densidade de paredes nas direções em que o sismo atua, o que pode gerar o efeito de torção. Outras características como a localização e geotecnia do terreno podem também contribuir neste problema.



Figura 2-14. Colapso de edificações após o sismo de 2010 em Santa Cruz, Chile (Meli e Brzev (2011)).



Figura 2-15. Colapso do primeiro piso de um edifício de alvenaria confinada após o sismo de 2007 em Pisco, Perú (Meli e Brzev (2011)).

2.2.2. RECOMENDAÇÕES GERAIS

Neste ponto e com base na “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS”, descrevem-se recomendações gerais para a conceção de uma estrutura em alvenaria confinada localizada em zonas de moderada a alta sismicidade, com o objetivo de considerar a aceitação dos danos estruturais durante um sismo, mas evitando o colapso total e garantir a evacuação segura dos seus ocupantes.

A guia dá uma ideia geral do correto dimensionamento e construção, sendo que com uma suficiente densidade de paredes espera-se que a estrutura não experimente danos graves causados pelo sismo. Ainda refere que os níveis de sismicidade em que se basearam estão associados ao mapa global de risco sísmico desenvolvido pelo The Global Seismic Hazard Program (GSHAP), os quais poderão ser considerados caso o país em análise não possua dados sísmicos próprios. A aceleração máxima do solo (PGA), são definidas pelas suas condições em zonas globais (Tabela 2-1).

Tabela 2-1. Níveis de risco sísmico pelo GSHAP (reproduzido de Meli et al., 2011).

Nível de risco sísmico	PGA(m/s ²)	PGA(g)
Baixo	PGA≤0.8	PGA≤0.08
Moderado	0.8<PGA≤2.4	0.08<PGA≤0.25
Alto	2.4<PGA≤4.0	0.25<PGA≤0.4
Muito Alto	PGA>4.0	PGA>0.4

2.2.2.1. ESTRUTURAÇÃO

Para garantir um comportamento adequado (estabilidade e resistência) perante esforços gravíticos, sísmicos, pelo vento, entre outros, devem considerar-se as seguintes recomendações:

Continuidade vertical: Garantir a resistência aos momentos nas paredes, encastrando estes na fundação. Cada parede de vera ser contínua desde a sua fundação ao teto.

Regularidade em planta: A forma em planta deve ser o mais próximo da regularidade e simetria, dando preferência a formas quadradas ou retangulares mantendo uma relação comprimento/largura menor do que 2 e que nenhuma das dimensões ultrapasse os 30 metros, caso contrário deverão introduzir-se juntas de construção. Assim mesmo as aberturas em planta não devem exceder 50% da área total da planta e nenhuma delas pode superar o 25% da mesma área.

Simetria: Garantir a simetria nas plantas para evitar efeitos de torção na estrutura. No caso de não conseguir cumprir com o anterior, deve dividir-se a estrutura em módulos através de juntas, para conseguir a simetria que se precisa.

Localização das paredes: É recomendada a localização das paredes em duas direções ortogonais em planta ou aproximadamente ortogonais, pois estes resistem às cargas laterais paralelas ao seu plano de forma individual, de preferência devem ser colocadas nas fachadas exteriores e o mais afastado do centro de rigidez para evitar os efeitos de torção. No geral o anteriormente referido consegue-se cumprindo com a densidade mínima de paredes requeridos em ambas direções.

Nas Figuras 2-16 a 2-20 apresentam-se esquemas ilustrativos sobre as respetivas recomendações.

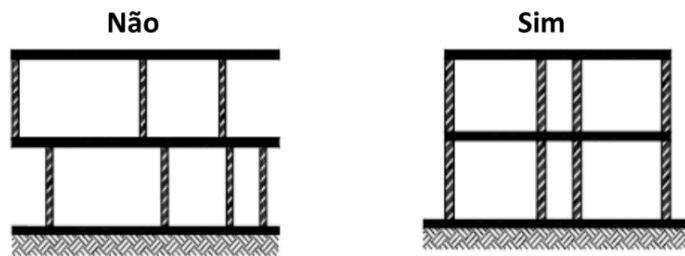


Figura 2-16. Continuidade vertical (Meli e Brzev (2011)).

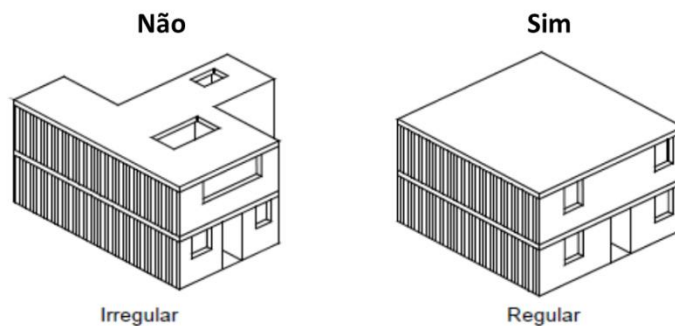


Figura 2-17. Regularidade em planta (Meli e Brzev (2011)).

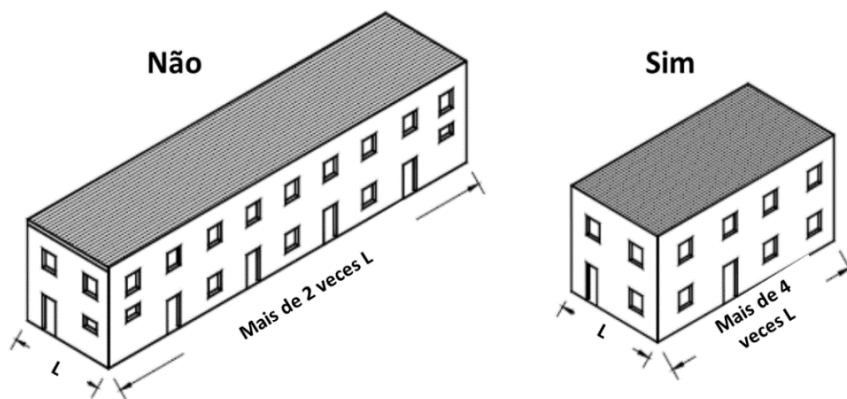


Figura 2-18. Esbelteza em planta (Meli e Brzev (2011)).

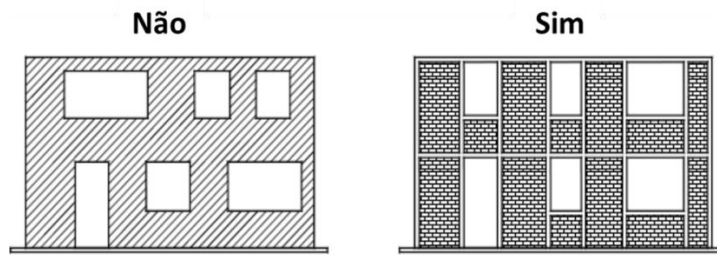


Figura 2-19. Localização de aberturas de portas e janelas (Meli e Brzev (2011)).

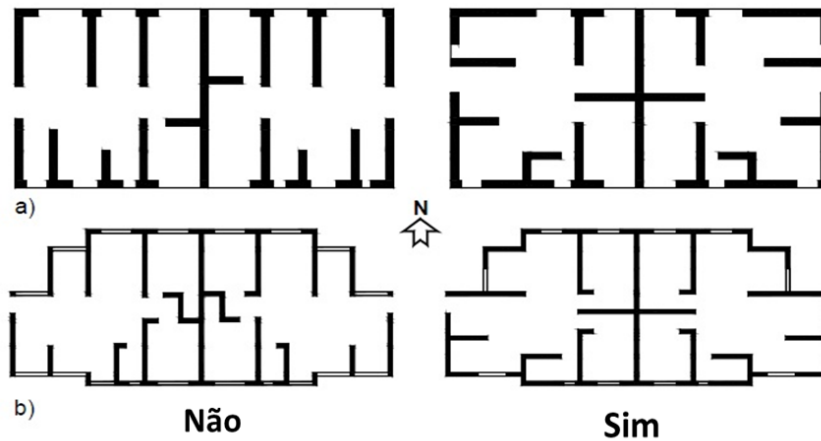


Figura 2-20. Distribuição de paredes em planta (Meli e Brzev (2011)).

2.2.2.2. MATERIAIS

Tipos de unidade de alvenaria: Para alvenaria confinada recomendam-se blocos maciços de betão, blocos furados de betão, blocos maciços de tijolo e blocos furados de tijolo. De igual forma recomenda-se evitar blocos com furos horizontais, nem unidades de bloco de alvenaria natural (pedras e adobe).

Na Figura 2-21 mostram-se recomendações quanto às dimensões dos blocos que devem ser considerados. Para as unidades furadas, na sua direção transversal mais desfavorável a sua área líquida deve ser pelo menos 50% da sua área bruta; as unidades com mais de sete perfurações têm o nome de multi perfuradas. De igual forma são permitidas as perfurações nas unidades de bloco maciço, considerando uma relação entre a sua área líquida e a sua área bruta maior a 75%.

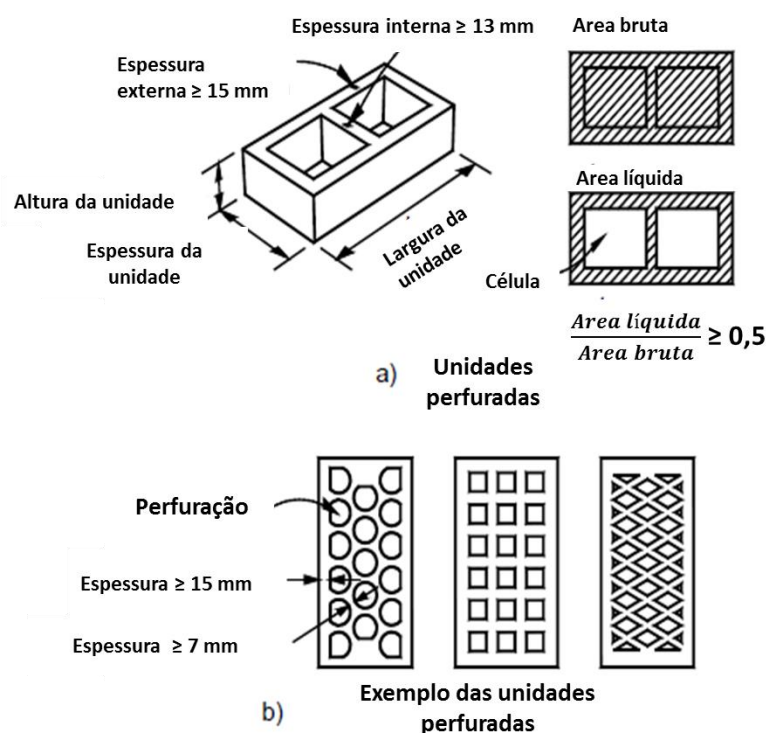


Figura 2-21. Dimensões das unidades de alvenaria (Meli e Brzev (2011)).

Resistência a compressão (f_p'): Na Tabela 2-2 indicam-se os valores mínimos recomendados. No caso de existir informação das unidades disponíveis numa zona específica com valores inferiores recomendado, é recomendada a verificação e adaptações por engenheiros especializados.

Tabela 2-2. Valores de resistência à compressão mínima baseada na área bruta (Meli e Brzev (2011)).

Tipo de unidade de alvenaria	Resistência mínima a compressão f_p' (MPa)
Bloco de betão maciço	5
Bloco de betão furado	5
Bloco de tijolo deito a mão	4
Bloco de tijolo feito a máquina	10
Bloco de tijolo furado	10
Bloco de tijolo multi-perfurado	10

Argamassa: Existem três tipos que podem usar-se em alvenaria confinada, definidos como I, II e III (Tabela 2-3). A argamassa constituída por cimento hidráulico é a mais comum em paredes de alvenaria. O cimento Portland, materiais plastificantes como a cal hidratada e outros materiais, contribuem para a

melhoria do tempo de presa, trabalhabilidade, retenção de água e durabilidade e são previamente misturados numa planta.

Tabela 2-3. Dosagem e resistência mínima à compressão de argamassas típicas f_j' (Meli e Brzev (2011)).

Tipo de argamassa	Cimento hidráulico	Cimento de alvenaria	Cal hidratada	Areia	Resistência nominal a compressão f_j' (MPa)
I	1	-	0 a ¼	Não menos de 2.25 nem mais de 3 vezes do volume total dos materiais cimentícios	12.5
	1	0 a ½			
II	1	-	¼ a ½		7.5
	1	½ a 1			
III	1	-	½ a 1		4.0

Betão: Recomenda-se uma resistência mínima a compressão do betão de 15 MPa, com base em provetes cilíndricos. A mistura deve apresentar alta trabalhabilidade pelas pequenas seções dos elementos de confinamento.

Armadura: Para o reforço longitudinal recomenda-se um limite elástico nominal de 400 MPa e uma ductilidade de 9%. Em alguns países são usados os varões lisos para a armadura longitudinal, no entanto apresentam propriedades ligação inferiores aos varões rugosos, apresentando limites elásticos muito menor a 400 MPa. Os elementos verticais e horizontais devem ser reforçados com varões lisos ou rugosos.

Alvenaria: A seguir serão descritas verificações necessárias que devem ser feitas na parede de alvenaria pela sua importância na resistência às cargas sísmicas. Dentro dessas verificações tem-se as seguintes:

- ✓ **Resistência a compressão:** Esta é uma das propriedades com mais importância na alvenaria, pode variar em consequência dos materiais da zona e a prática construtiva. A resistência a compressão (f'_m) deve ser preferivelmente obtida por análises de provetes prismáticos feitos com as unidades de alvenaria e argamassa usados em obra de construção como pode observar-se na Figura 2-22.

No caso de não existir valores obtidos por provas, recomendam-se os valores empíricos da Tabela 2-4, onde (f'_m) é a resistência à rotura para ser aplicados nos dimensionamentos nos estados limites últimos do dimensionamento final, usando fatores de amplificação de carga e redução de resistência, pelo que ao executar-se os cálculos da resistência das paredes, onde estes valores são alterados por estes fatores adaptados para cada país.

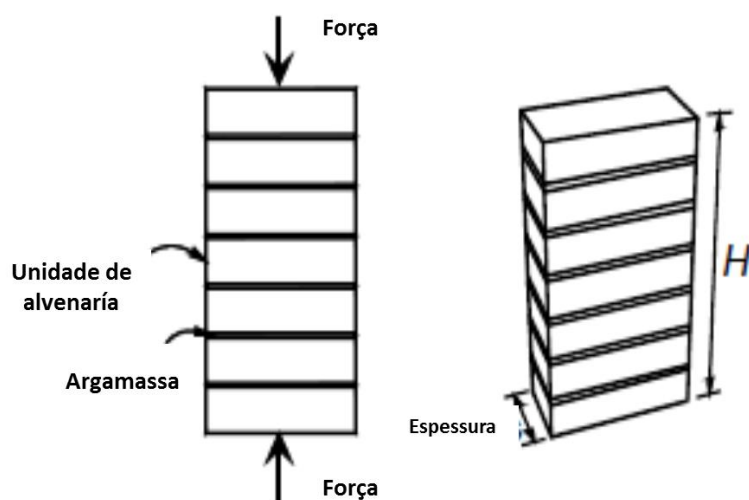


Figura 2-22. Amostra de prova de resistência à compressão na alvenaria (Meli e Brzev (2011)).

Tabela 2-4. Valores de resistência à compressão $f'm$ basados na área bruta (Meli e Brzev (2011)).

Tipo de unidade de alvenaria	Resistência a compressão $f'm$ (MPa)		
	Tipo de argamassa		
	I	II	III
Bloco de tijolo maciço	1.5	1.5	1.5
Bloco de tijolo furado	4.0	4.0	3.0
Bloco de betão furado	2.0	1.5	1.0
Bloco de betão maciço	2.0	1.5	1.5

- ✓ **Resistência ao corte:** Para determinar os valores de resistência ao corte (v_m), devem realizar se ensaios de compressão diagonais com esforços monótonos em pequenas amostras da parede com unidades de alvenaria e argamassa que possuam as mesmas características.

No caso de ausência de estes valores, recomenda-se o uso dos valores empíricos que se apresentam na Tabela 2-5.

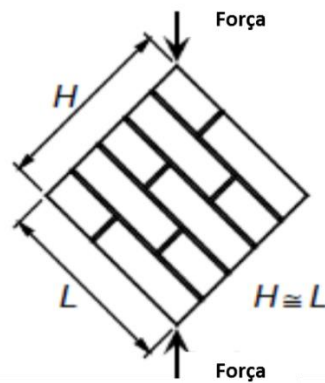


Figura 2-23. Amostra de prova de resistência ao corte (Meli and Brzev [4]).

Tabela 2-5. Valores de resistência ao corte da alvenaria vm (Meli e Brzev (2011)).

Tipo de unidade de alvenaria	Tipo de argamassa	Resistência de corte vm (MPa)
Blocos de tijolo maciços	I	0.35
	II ou III	0.30
Blocos de tijolo furados	I	0.30
	II ou III	0.20
Blocos de betão furados	I	0.35
	II ou III	0.25
Blocos de betão maciços	I	0.30
	II ou III	0.20

2.2.3. REQUISITOS DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM UMA ESTRUTURA DE ALVENARIA CONFINADA

A SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS refere que os requisitos que serão descritos nos seguintes parágrafos estão feitos pensando em estruturas de um a dois níveis.

2.2.3.1. PAREDES

Segundo Sosa (2012), as paredes definem-se como o reforço com elementos de confinamento de betão armado que cumprem com os requisitos geométricos definidos segundo a SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS e que serão descritos seguidamente, os elementos de confinamento são reforçados com varões, armadura eletrosoldada ou arames corrugados ou lisos de aço, os quais estão incluídos na definição de Armadura de Reforço.

Densidade de Paredes: A determinação do comportamento correto de estruturas de alvenaria confinada perante uma ação sísmica depende da densidade de paredes. Esta densidade deverá ser determinada em ambas as direções dependendo do nível de sismicidade da zona, o tipo de terreno, o número de pisos e o tipo de unidade de alvenaria.

Esta quantidade é determinada pela seguinte fórmula:

$$d = \frac{A_w}{A_p} \quad (1)$$

Onde d é o índice de densidade em %, A_w é a área transversal das paredes na direção de análise em m^2 e A_p é a área total da planta em m^2 (Figura 2-24).

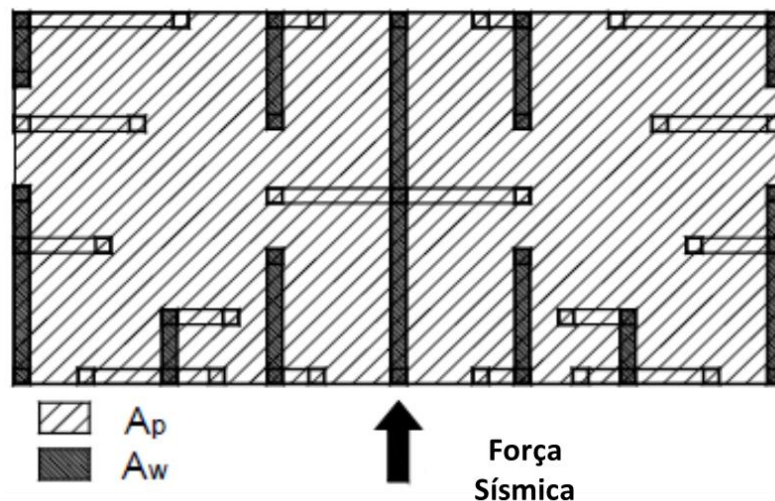


Figura 2-24. Parâmetros da densidade de paredes (Meli e Brzev (2011)).

Contudo, existem casos em que a área das paredes não são consideradas no cálculo:

- ✓ Paredes com aberturas, nos quais a abertura não confinada é maior do que 10% da superfície total da parede.

- ✓ Parede onde a relação altura e comprimento é maior a 1,5.

Na falta de dados para o cálculo, os valores recomendados apresentam-se na Tabela 2-6. No entanto só podem ser aplicados quando reúnem-se os seguintes requisitos, os quais permitem de igual forma a classificação da estrutura como uma edificação simples e assim permitir a aplicação do Método Simplificado para o dimensionamento (Figura 2-25).

- ✓ Planta uniforme em toda a estrutura.
- ✓ Paredes simétricas em ambas direções ortogonais.
- ✓ A estrutura deve contar com paredes em todas as suas fachadas, com uma longitude maior ou igual à metade da longitude da fachada correspondente.
- ✓ Pelo menos 75% do peso da estrutura deve ser suportado pelas paredes de alvenaria confinada.
- ✓ A altura do edifício não deve ultrapassar os 6 metros.
- ✓ A relação entre a altura e a menor dimensão em planta não deve ser maior que 1,5 ($H/W < 1.5$).
- ✓ A relação comprimento-largura da estrutura não deve ser maior a 2 ($L/W < 2$).
- ✓ Os pisos intermédios e tetos devem ser diafragmas rígidos (com um mínimo de 0,10 metros de espessura numa laje maciça em betão armado).

Tabela 2-6. Parâmetros da densidade de paredes (Meli e Brzev (2011)).

Número de pisos n	Nível Sísmico				
	Baixo (PGA≤0.08g)	Moderado (PGA≤0.25g)		Alto (PGA≤0.4g)	
	Solo A,B ou C	Solo A	Solo B e C	Solo A	Solo B e C
Blocos maciços de tijolo (argamassa I,II y III)					
Blocos maciços de betão (argamassa I)					
1	1.0	1.0	1.0	1.5	2.5
2	1.5	1.5	2.0	3.0	4.5
Blocos maciços de betão (argamassa II y III)					
Blocos furados de betão (argamassa I)					
Blocos furados de tijolo (argamassa I)					
1	1.0	1.0	2.0	2.0	3.5
2	1.5	1.5	3.5	4.0	6.5
Blocos furados de tijolo ou betão (argamassa II y III)					
1	1.0	1.5	2.5	3.0	5.0
2	2.0	3.0	5.0	6.0	9.5

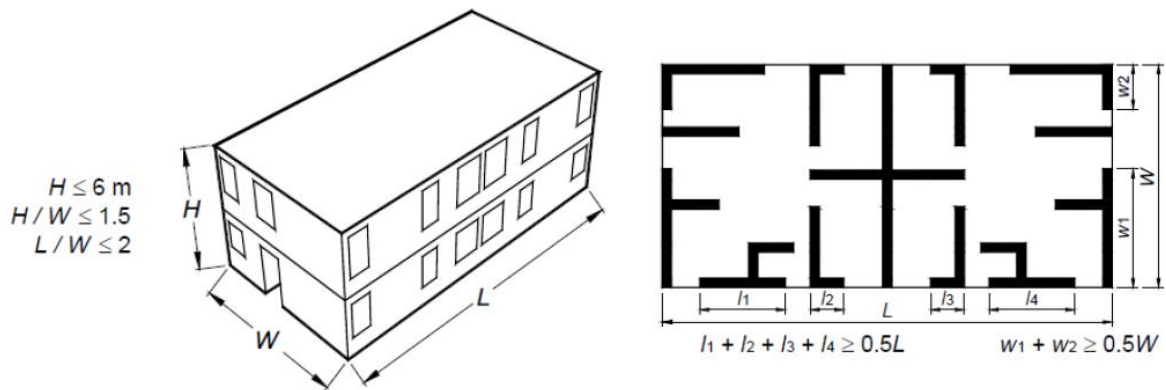


Figura 2-25. Requerimento para estruturas simples (Meli e Brzev (2011)).

Tipos de solo:

A= Rocha ou solo firme.

B= Solo Granular Compacto.

C= Argila o areia branda.

Aberturas: Quando são significativas, estas diminuem a capacidade resistente a ações sísmicas da parede. Se a abertura é maior ao 10% da superfície da parede, a sua contribuição no cálculo da densidade de paredes deve ser ignorada. As aberturas solo são consideradas se estas estão confinadas, as paredes localizadas em ambos lados de estas aberturas também devem estar confinadas.

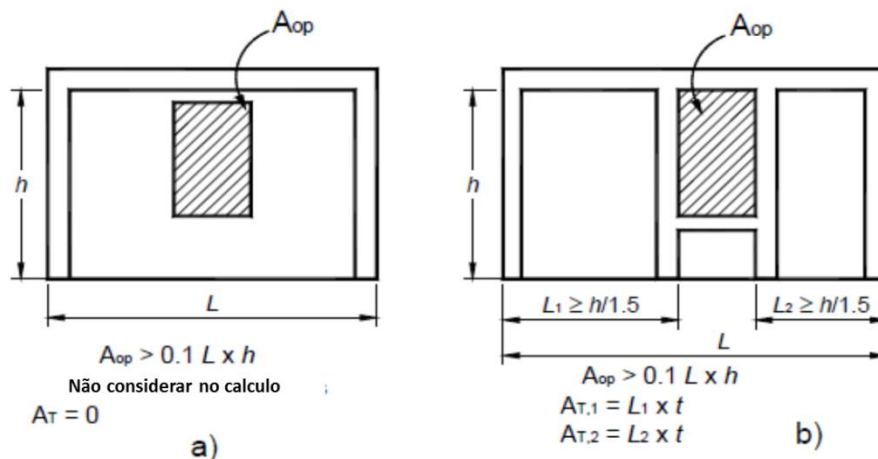


Figura 2-26. Paredes com aberturas significativas. a) Paredes laterais não confinadas, não se considera a área da parede para o cálculo de d. b) Paredes laterais confinadas, consideram-se as áreas das paredes laterais no cálculo de d (Meli e Brzev (2011)).

Se a abertura é menor ao 10% da superfície total da parede, os efeitos da abertura no cálculo da densidade das paredes podem ser considerados da seguinte forma (esquematizados na Figura 2-27):

- ✓ A abertura pode ser ignorada se esta se encontra fora da diagonal.

- ✓ No caso de a abertura estar na interseção das diagonais deve descontar-se a área da abertura.
- ✓ No caso de a abertura estar localizada numa das esquinas do painel, deve ser descontada a distância desde o início da abertura ate a esquina em análise.

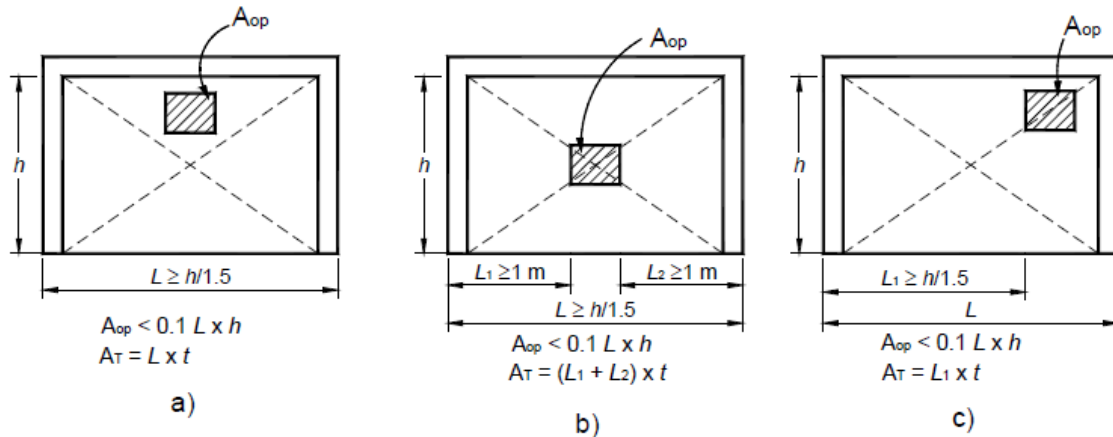


Figura 2-27. Paredes com aberturas pouco significativas, a) Abertura fora da diagonal. b) e c) Aberturas sob a diagonal (Meli e Brzev (2011)).

Separação da parede: Para diafragmas flexíveis o vão máximo das paredes transversais não devem exceder os 6 metros em zonas de baixa a moderada sismicidade e 4,5 metros para zonas de alta atividade sísmica. Assim mesmo recomenda-se uma espessura mínima de parede de 0,15 metros e altura máxima de 3 metros. A relação máxima altura-espessura deve ser menor a 25 e a relação altura-comprimento de ser menor a 0,5.

Ligação entre a parede e os elementos verticais: Anteriormente foi tratado este ponto, onde afirma-se a importância de uma boa ligação entre os elementos no comportamento satisfatório aos sismos, para além de evitar a fissuração indesejada e a separação da interface da parede e os elementos de confinamento verticais.

2.2.3.2. ELEMENTOS DE CONFINAMENTO VERTICAL EM BETÃO ARMADO

Os elementos verticais de confinamento devem ser contínuos desde a fundação da estrutura até a parte superior da parede, assim mesmo devem reunir os seguintes requerimentos:

- ✓ **Espaçamentos:** Devem ser colocados nos extremos de todas as paredes e nas interseções com outras paredes, devem ainda estar colocados nas aberturas de portas e janelas. Assim mesmo deverão ter um espaçamento máximo de 4,5 metros para zonas de alta sismicidade e 6 metros nos restantes casos.

- ✓ **Dimensões Mínimas:** A largura mínima deveria ser de 0,15 metros, sendo que a espessura a usar numa dada situação deveria ser definida pela espessura da parede. A seção transversal deveria ter uma área igual ou superior a 225 cm².
- ✓ **Armadura Mínima:**
 - **Longitudinal:** Deverá ser uma armadura mínima de 4 varões de 8mm de diâmetro, resultando numa área de 2,01 cm².
 - **Transversal:** Os estribos devem estar fechados com um ângulo de 135° como se observa na seguinte figura, seu diâmetro deve ter um mínimo de 6 mm (Figura 2-28).

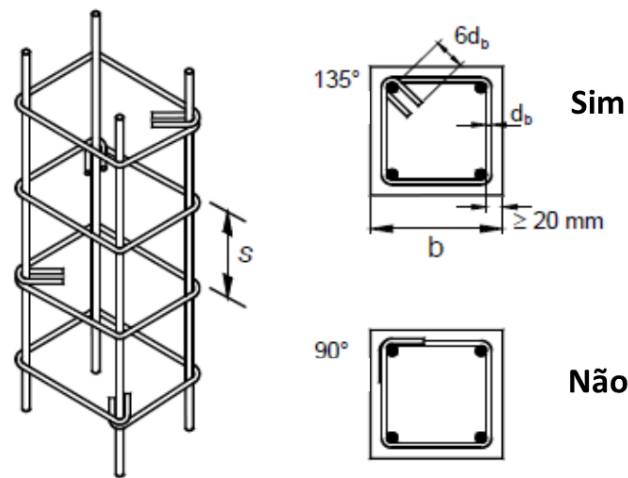


Figura 2-28. Reforço transversal em pilares (Meli e Brzev (2011)).

Na Figura 2-29 pode observar-se de uma forma clara a diferença entre uma zona de confinamento vertical e uma zona não confinada.

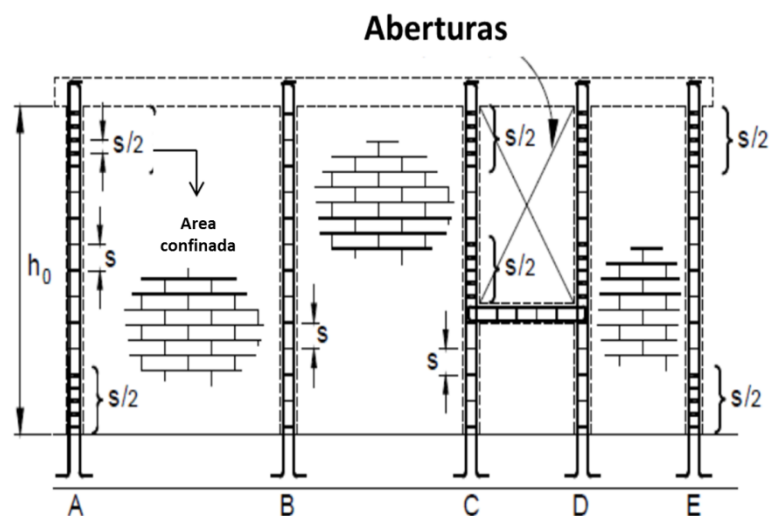


Figura 2-29. Zonas de confinamento dadas por $s/2$ (Meli e Brzev (2011)).

O espaçamento máximo “S” nas zonas não confinadas será de 20 cm, ainda esta zona devera ter uma longitude maior ou igual as seguintes condições: 2 vezes “b”, sendo “b” a maior dimensão do pilar, h/6 onde “h” é a altura do pilar ou 45 cm.

Em zonas confinadas, o espaçamento dos estribos é dada por S/2 ou 10 cm.

Quanto ao recobrimento mínimo do betão em relação ao estribo este deve ser de 2 cm.

2.2.3.3. ELEMENTOS DE CONFINAMENTO HORIZONTAL EM BETÃO ARMADO

Os elementos horizontais de confinamento são colocados na parte inferior e superior das paredes.

- ✓ **Espaçamentos:** Devem ser localizados no início e fim das paredes, nos pisos intermédios e com vãos verticais máximos de 25 vezes a espessura da parede. Devem formar figuras fechadas no plano horizontal, permitindo a conexão entre as paredes nas duas direções principais, para gerar diafragmas com a ajuda do piso intermedio ou o teto. Assim mesmo devem estar localizados ao nível do sistema de fundação, ao nível do sistema de entrepiso, ao nível do teto, ao nível dos lintéis, nas soleiras de janelas, como topo de parapeitos e como topos de empenas (Figuras 2-30 e 2-31).

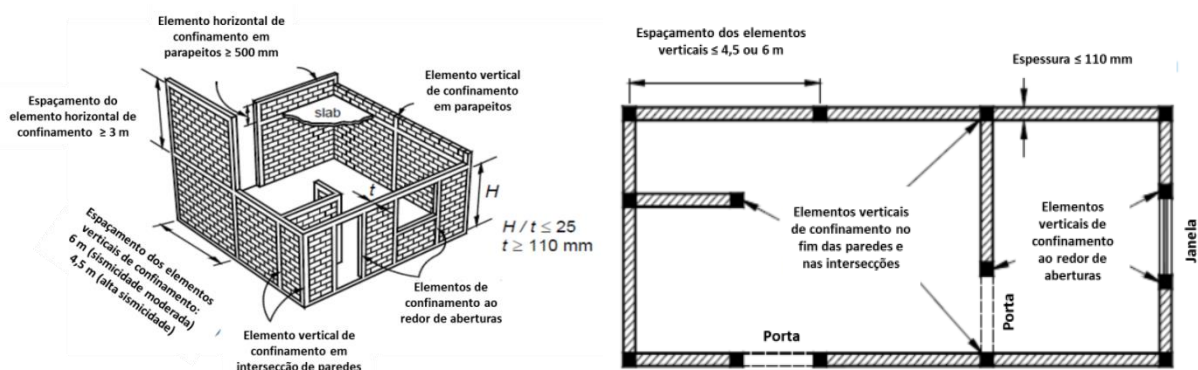


Figura 2-30. Localização dos elementos verticais e horizontais de confinamento (Meli e Brzev (2011)).

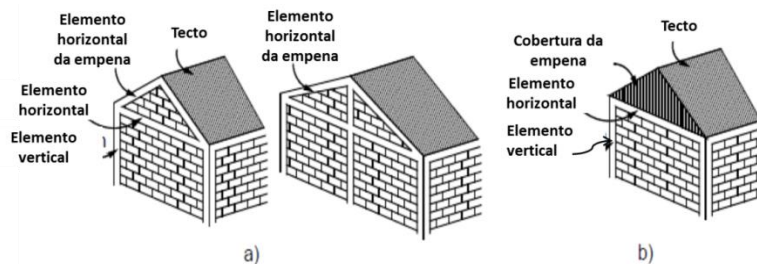


Figura 2-31. Frontões. a) Empena em alvenaria com viga. b) Empena com cobertura, sem alvenaria (Meli e Brzev (2011)).

- ✓ **Dimensões mínimas:** Igual que para os pilares a seção transversal da viga de vera ter uma área mínima de 225 cm², com espessura mínima a coincidir com a parede que confina. A altura mínima deve ser de 15 cm.

- ✓ **Armadura mínima:**
 - **Longitudinal:** Devera ser uma armadura mínima de 4 varões de 8mm de diâmetro, resultando numa área de 2,01 cm².

 - **Transversal:** De igual forma que para os pilares, os estribos devem estar fechados com um angulo de 135°, e devem ter pelo menos um diâmetro mínimo de 6 mm. O espaçamento máximo entre os estribos é de 20 cm e o recobrimento de proteção de vera ser de 2 cm.

2.2.3.4. SISTEMA DE FUNDAÇÃO

A seleção do tipo de fundação a implementar numa determinada situação depende de vários fatores, entre eles temos, as características do terreno em termos de resistência e deformação, segundo o tipo de estrutura, que condiciona o equipamento e o espaço livre disponível e segundo as solicitações de esforços que a fundação deve transmitir da estrutura para o terreno. Em alguns casos como o que se apresenta nesta dissertação, o nível de sismicidade também será influente na escolha da fundação.

Em Portugal é comum o uso de sapatas contínuas, no entanto de acordo com o nível de sismicidade a solução poderá ser alterada para uma das seguintes: sapatas agrupadas por vigas de fundação, grelhas de fundação ou ensoleiramentos gerais (Figuras 2-32 a 2-35). O sistema de fundação escolhido de vera ser o suficientemente rígido para controlar as deformações, deve ter ainda a espessura necessária para garantir que as armaduras se integrem no betão e devem ser contínuos ao longo das paredes de alvenaria, incluindo em zonas onde existam aberturas de portas ou janelas. De igual forma de verao ter armadura longitudinal superior e inferior em todo o seu comprimento.

O aspeto associado ao dimensionamento e construção do sistema de fundação, é dado pela norma EN 1997, Eurocódigo 7 (EC7) – Projeto Geotécnico e pelas especificações do LNEC “Fundações diretas. Recomendações”, Lisboa 1968 - 115 (2010a).

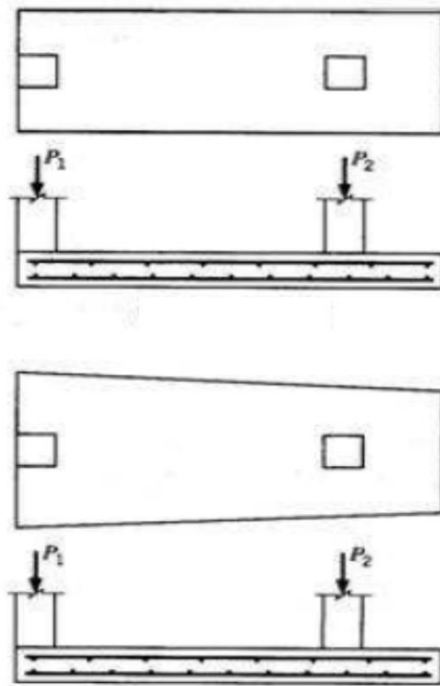


Figura 2-32. Sapata contínua (Brito (2011)).

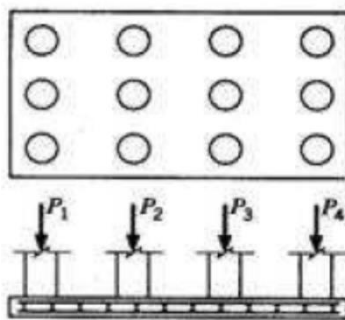


Figura 2-33. Ensoleiramento geral (Brito (2011)).

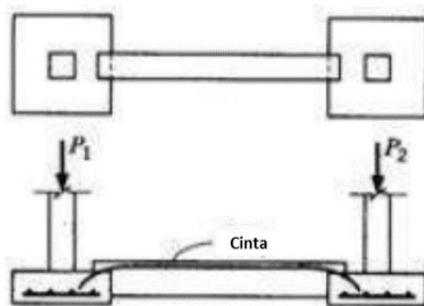


Figura 2-34. Sapatas ligadas por viga de fundação (Brito (2011)).

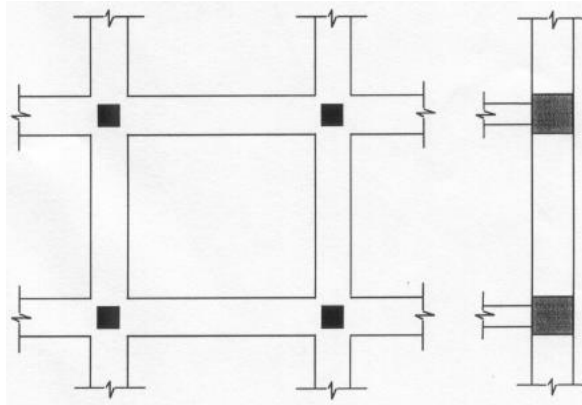


Figura 2-35. Grelhas de fundação (Brito (2011)).

2.2.4. METODOLOGIA DE ANÁLISE

2.2.4.1. MÉTODO SIMPLIFICADO

Como explica Sosa (2012), o método simplificado para a análise de estruturas de alvenaria confinada tem como objetivo o cálculo da densidade de paredes necessárias para suportar as cargas sísmicas e gravíticas, o processo de aplicação de este método é desenvolvido na *SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS* que será indicada no desenvolvimento desta dissertação.

Este método permite a comparação do esforço de corte basal da estrutura e a capacidade de corte das paredes, sem considerar a contribuição dos elementos de confinamento. A sua aplicação limita-se a edificações com uma distribuição uniforme de massas e rigidez, regularidade em altura e presença de diafragma rígido.

Existem suposições que devem considerar-se na aplicação deste método:

- ✓ A segurança da estrutura é regida pela falha de corte nas paredes.
- ✓ A armadura longitudinal dos elementos de confinamento é o que oferece a resistência à flexão necessária para suportar os esforços transmitidos pelo sistema de alvenaria confinada.
- ✓ A resistência ao corte por nível deve ser igual à soma das resistências ao corte de todas as paredes na direção considerada.
- ✓ Os pisos devem ser diafragmas rígidos. No caso de serem diafragmas flexíveis devem observar-se os requerimentos que se seguem nos próximos parágrafos.

- ✓ Todas as paredes de alvenaria confinada devem ter a capacidade de chegar à sua resistência diagonal antes que se gere a falha no piso intermédio.

Mesmo assim, devem cumprir-se as seguintes exigências para a aplicação do método em estudo:

- ✓ A estrutura deve estar confinada por paredes em todas as suas fachadas com uma longitude maior ou igual à metade da longitude da fachada correspondente.
- ✓ As paredes de alvenaria confinada devem suportar no mínimo 75% do peso da estrutura.
- ✓ A estrutura deve ser uniforme em planta.
- ✓ A altura do edifício não deve ultrapassar os 6 metros.
- ✓ A relação altura-menor dimensão em planta deve ser inferior a 1,5 ($H/W < 1,5$).
- ✓ A relação comprimento-largura da estrutura não deve ser maior do que 2 ($L/W < 2$).

As paredes devem ter uma distribuição sensivelmente simétricas em relação aos eixos ortogonais, para conseguir isto, a excentricidade torsional estática calculada (e_s) deve ser inferior ao 10% da dimensão em planta (B) da edificação na direção paralela à excentricidade calculada. Para o cálculo de (e_s), faz-se a diferença entre o centro de corte e o centro de rigidez, sendo que este último é calculado pelo quociente do valor absoluto da soma do momento das áreas efetivas das paredes, em relação ao centro de corte do piso intermédio, dividida pela área efetiva total das paredes orientadas na direção de análise.

2.2.4.2. PROCEDIMENTO DE APLICAÇÃO DO MÉTODO SIMPLIFICADO

Este método baseia-se no princípio de que as forças atuantes deverão ser menores que as resistentes disponíveis no sistema estrutural sismorresistente.

É importante referir os passos necessários para a realização dos cálculos pelo método simplificado são sugeridos pela SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS o qual baseia-se para a determinação da densidade de paredes na norma México City Building Code (NTC-M, 2004), no entanto todos os dados sísmicos da zonas em análise (Madeira e Açores) e as características físicas e mecânicas dos materiais que serão definidos nos modelos de cálculo, baseiam-se nos Eurocódigos 6 e 8 adaptados pela norma portuguesa.

✓ **Cálculo do esforço de corte basal**

O valor do esforço de corte basal é determinado pelo facto de este método considerar a suposição em que a resistência gerada pelo sismo em cada entrepiso e em cada direção, é distribuída entre as paredes

alinhadas na direção de análise, de forma proporcional à área de cada parede, pelo que o esforço de corte médio sobre cada parede é o mesmo.

Segundo o Eurocódigo 8 NP EN 1998-1 - 115 (2010c), o esforço de corte basal (V_u) é determinado pela seguinte expressão:

$$V_u = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (2)$$

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (3)$$

Onde:

$S_d(T_1)$ = Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 (-).

m = Massa total da edificação acima da fundação ou acima do nível superior numa cave rígida (kg).

λ = Fator de correção, $\lambda=0,85$ se $T_1 \leq 2 T_C$ é a edificação ter mais de dois pisos, $\lambda=1,0$ nos restantes casos (-).

$\Psi_{E,i}$ = Coeficiente de combinação para a ação variável i (-).

$Q_{k,i}$ = Valor característico numa ação variável j (kg/m²).

$G_{k,j}$ = Valor característico numa ação permanente j (kg/m²).

Para a determinação da ordenada do espectro de resposta de cálculo S_d para o período fundamental T_1 , é necessária a construção do espectro de resposta. Para conseguir o anteriormente referido, devem conhecer-se as características sísmicas da zona onde está localizada a estrutura e definir o coeficiente de comportamento (q) que se encontra diretamente associado à ductilidade do sistema e a sua capacidade de dissipar energia, o seu valor pode variar em diferentes direções horizontais da estrutura, mesmo tratando-se da mesma ductilidade.

O coeficiente de comportamento (q), é uma aproximação da divisão entre as forças sísmicas à que a estrutura esta sujeita se a sua resposta fosse totalmente elástica, com 5% de amortecimento viscoso e as forças sísmicas que podem ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional que continue a garantir uma resposta satisfatória da estrutura.

Para a ordenada da ação sísmica, no geral adota-se para todos os materiais e todos os sistemas estruturais um valor de (q) menor ou igual a 1,5. Não entanto, o EC 8 refere que para estruturas de alvenaria

confinada o valor do coeficiente de comportamento (q) pode variar de 2,0 a 2,5 segundo a unidade de alvenaria.

Estudos realizados na Venezuela pelo Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) para a determinação de coeficientes de comportamento em paredes de alvenaria confinada, demonstraram que por estes possuir grandes capacidades de dissipação de energia na presença de sismos, a sua ductilidade não ultrapassa o valor de 2, esgotando a resistência das paredes na sua totalidade e sem possibilidades de recuperação, pelo que o valor recomendado para (q) devem estar compreendidos entre 1,0 e 1,5

Meli e Brzev (2011) sugere o cálculo da força sísmica (Vu) pela seguinte expressão, referindo a sua dependência com as características da construção e as condições da zona em estudo:

$$Vu = c * W_t \quad (4)$$

$$c = \left(I * K_T * \frac{S}{R} \right) * a_0 \quad (5)$$

$$W_t = A_p * n * w \quad (6)$$

Onde:

c = Coeficiente sísmico (-).

W_t = Peso total da edificação (kN).

I = Fator de importância do edifício, sendo “1” para importância normal (ex.: casas ou edifícios residências); “1.3” para alta importância (ex.: escolas e refúgios para sismos e “1.5” para instalações após desastre (ex.: hospitais, centros de emergência, etc.) (-).

S = Fator de amplificação do solo, sendo “1” para rochas ou solo firme; “1.2” para solos granulares compactos e “1.4” para solos argilosos (-).

R = Fator de redução de resposta que tem em consideração a ductilidade e sobre resistência, sendo “3” para unidades de alvenaria furada e “4” para unidades de alvenaria maciça (-).

a_0 = Aceleração máxima do terreno (PGA).

A_p = Área em planta (m²).

n = Número de pisos (-).

w = Peso por unidade de área (kg/m²).

✓ **Densidade de paredes resistentes ao sismo**

O corte basal deve ser resistido pelas paredes de alvenaria em cada direção ortogonal da planta da edificação.

$$F_R * V_R \geq F_C * V_U \quad (7)$$

Onde:

$F_R = 0,7$ (Fator de Redução de Resistência).

$F_C = 1,1$ (Fator de Amplificação de Carga).

O corte resistente em cada direção V_R dá-se pelo produto entre a resistência de dimensionamento ao corte (v) das paredes de alvenaria pela área efetiva das paredes (A_w):

$$V_R = v * A_w \quad (8)$$

Para determinar a área efetiva deve ser considerado os aspetos mencionado anteriormente onde consideram-se a influência das aberturas nas paredes de alvenaria (seção 2.2.3.1).

O valor do corte resistente é dado pela seguinte expressão:

$$v = (0,5 * v_m + 0,3 * \sigma) \quad (9)$$

$$v \leq 1,5 * v_m \quad (10)$$

$$\sigma = \frac{Wt}{\sum A_w} \quad (11)$$

Onde:

v_m = Resistência ao corte das paredes de alvenaria (kg/m²) (Tabela 2-5).

σ = Esforço à compressão das paredes perante gravíticas (kg/m²).

Wt = Peso total da estrutura (kg/m²).

$\sum A_w$ = Área total das paredes em ambas as direções (m²).

Finalmente em função do corte resistente obtêm-se a densidade de paredes definida pela seguinte expressão:

$$d \geq \frac{F_S * c * w * n}{v} \quad (12)$$

Onde:

F_S = Fator de segurança dado pelo quociente entre F_C e F_R .

O valor de densidade de paredes d é o requerido em cada direção para suportar o esforço de corte basal, no entanto este deve ser comparado com a densidade mínima (Tabela 2-6).

Não é considerado o incremento da resistência dada pelos elementos de confinamento. A resistência aos esforços laterais será oferecida pelas paredes de alvenaria. Através deste método ignoram-se os efeitos de flexão nas paredes, o que causa o reforço com a armadura mínima dos elementos de confinamento. Assim mesmo admite-se a não consideração dos efeitos de torção.

No caso em que a distribuição das paredes não cumpra com a densidade de paredes calculada para resistir ao esforço de corte basal em ambas as direções, deverá aumentar-se a quantidade de paredes na direção requerida, aumentar a seção transversal das paredes ou uma combinação de unidades de alvenaria e argamassa que ofereça uma maior resistência ao corte.

Caso contrário se a densidade de paredes é muito maior à mínima requerida para suportar esforços sísmicos e gravíticos, então pode diminuir-se esta densidade e assim reduzir custos.

É preciso de igual forma verificar a resistência de cada parede individualmente, pois a estabilidade da estrutura perante esforços laterais é dada pelas paredes.

Se a estrutura cumpre com a densidade mínima de paredes e uma de estas não consegue suportar aos esforços de corte correspondente pela distribuição de esforços, o problema deve estar na distribuição desigual de rigidezes em planta; pelo que deverá ser feita a verificação da localização e comprimento das paredes. Caso o problema não seja solucionado, poderá aumentar-se a quantidade de paredes, a seção transversal das mesmas ou selecionar uma combinação de unidades de alvenaria e argamassa que ofereça maior resistência ao corte.

✓ **Densidade de paredes resistentes a cargas gravíticas.**

Da mesma forma que foram feitos os cálculos para determinar a densidade de paredes resistente aos esforços laterais, deve determinar-se a densidade de paredes que resista aos esforços gravíticos. O princípio baseia-se na mesma definição onde a resistência à compressão das paredes deve ser maior que o atuante.

$$F_R * \sigma_R \geq F_C * \sigma_U \quad (13)$$

Onde:

$F_R = 0,6$ (Fator de Redução de Resistência) (-).

$F_C = 1,4$ (Fator de Amplificação de Carga) (-).

σ_R = Esforço resistente a compressão das paredes de alvenaria (kg/m^2).

σ_U = Esforço a compressão suportado pelas paredes (kg/m^2).

Sendo o esforço a compressão calculado pela seguinte expressão:

$$\sigma_U = \frac{W_t}{\sum A_w} = \frac{n * w * A_p}{\sum A_w} \quad (14)$$

Onde:

W_t = Peso total da estrutura (kg/m^2).

A_w = Área total das paredes em ambas as direções (m^2).

A_p = Área total em planta (m^2).

n = Número de pisos (-).

w = Peso do piso intermedio ou teto (m^2).

A densidade total das paredes da estrutura definem-se como:

$$\sum d = \frac{A_w}{A_p} = \%dx + \%dy \quad (15)$$

Em função do esforço resistente à compressão, a densidade é determinada da seguinte forma:

$$\sum d = F_S * \frac{n * w}{\sigma_R} \quad (16)$$

Assim mesmo a resistência à compressão das parede de alvenaria em kN/m^2 é dada por:

$$\sigma_R = F_E * (f' m + 0,4) \quad (17)$$

Onde:

F_E = Fator de minoração de resistência (0,6 para diafragmas flexíveis; 0,7 para diafragmas rígidos).

$f'm$ = Resistência a compressão das paredes de alvenaria, a este valor adicionam-se 0,4 MPa para considerar a contribuição da resistência que os elementos verticais oferecem (Tabela 2-4).

Após a determinação das densidades de paredes $\%dx$ e $\%dy$ requeridas para resistir ao esforço de corte basal, deve-se posteriormente verificar que a soma de estas seja maior ou igual à densidade total (Σd) que suporte os esforços gravíticos. No geral a densidade para resistir a estes esforços são inferiores às densidades requeridas para suportar esforços sísmicos.

Caso a distribuição de densidade de paredes não cumpra com a quantidade de paredes calculadas para a resistência a esforços gravíticos, deve-se aumentar o número de paredes, aumentar a seção transversal ou escolher outro tipo de unidade de alvenaria e argamassa caracterizada por uma maior resistência à compressão.

✓ Verificação de carga crítica nas paredes

Da mesma forma que foi feito anteriormente na verificação ao corte resistente, para garantir a estabilidade perante os esforços gravíticos da estrutura, deve verificar-se a resistência à compressão de cada parede isoladamente, pois a de densidade de paredes não é suficiente para garantir a estabilidade, pois desta forma considera-se a resistência à compressão de todo o nível.

A carga última obtêm-se pelo produto do peso por unidade de área do sistema de entrepiso, o teto e a área de influência de cada parede.

Se a densidade mínima de paredes que suporta estas cargas gravíticas for cumprida, mas uma delas não verificar a resistência, a causa deverá ser uma má distribuição em planta; pelo que deve ser verificada a localização das paredes, para conseguir diminuir a área tributária de aquelas que não cumprem com os requisitos mínimos exigidos.

2.2.4.3. REQUISITOS ADICIONAIS PARA EDIFICAÇÕES COM DIAFRAGMAS FLEXÍVEIS

Nas edificações que apresentam diafragmas rígidos os movimentos perpendiculares ao plano podem causar fratura das paredes, no entanto é de esperar que isto não aconteça se se cumprir com os requerimentos de dimensão e espaçamento como se mostra na Figura 2-36.

No caso em que os pisos intermédios e os tetos das edificações atuem como diafragmas flexíveis, as cargas das paredes transversais para os diafragmas, não são transferidos eficientemente, causando para além de fraturas o colapso total da parede. A solução nestes casos é aumentar a resistência das paredes

de alvenaria confinada, oferecendo um elemento horizontal suficientemente rígido, proporcionando vigas intermédias ou usando ligações de corte entre as paredes e os elementos verticais de confinamento.

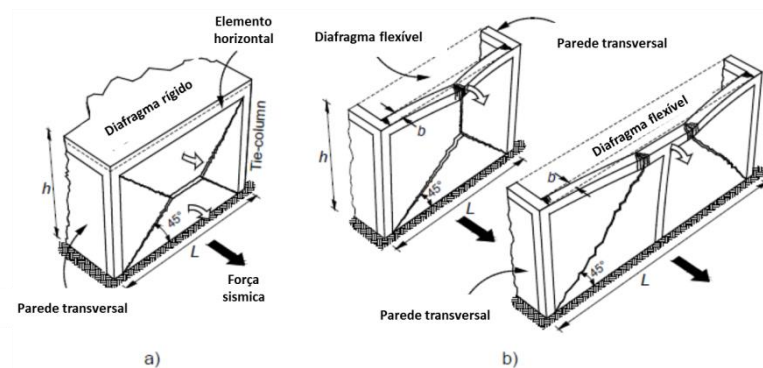


Figura 2-36. Mecanismos de falha de paredes de alvenaria confinada sujeitos a cargas perpendiculares a seu plano. a) Diafragma rígido, y b) Diafragma flexível (Meli e Brzev (2011)).

Nestas situações é necessária a existência de um elemento horizontal rígido em cada parede, que resista às cargas laterais e as consiga transferir para as paredes transversais. Este deve ter uma espessura mínima entre o menor valor resultante das seguintes condições:

- ✓ 20 cm.
- ✓ $L/30$ (zonas de moderada sismicidade).
- ✓ $L/20$ (zonas de alta a muito alta sismicidade).

A menos que os cálculos de dimensionamento confirmem a resistência das paredes perante cargas perpendiculares, quando se esteja a tratar com diafragmas flexíveis, deve-se cumprir o seguinte:

- ✓ Entrepisos e tetos devem ser leves (painéis de aço, etc.).
- ✓ A edificação deve ser de um só nível em zonas de alta a muito alta sismicidade e até dois níveis para zonas de baixo a moderado risco sísmico.
- ✓ A relação L/b não deve ultrapassar o valor de 25 para edificações de um só nível e 20 para dois níveis.

Mesmo assim Sosa (2012), sugere verificar a resistência das paredes à flexão gerada por forças perpendiculares ao seu próprio plano e que devem ser avaliadas com base nos seguintes lineamentos:

A resistência à flexão e compressão é oferecida unicamente pelos elementos de confinamento vertical (pilares).

- ✓ Deve considerar-se a largura efetiva “b”, unicamente nos pilares de confinamento, medidos na direção da parede.

- ✓ O dimensionamento deve ser feito com base nas recomendações dos elementos em betão armado dados pelo código EC2.
- ✓ O esforço axial “Pu”, no elemento de confinamento deve considerar-se como o dobro da obtida na distribuição de cargas por áreas tributárias, a menos que seja feita uma análise mais aprofundada, tendo em consideração as relações modulares e a posição das cargas que a induzem.

2.3. BASES LEGAIS

A presente dissertação desenvolve-se com base nas recomendações dadas pela SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS que analisou e comparou os códigos e normas internacionais necessárias com o objetivo de identificar as diferenças e similitudes nas práticas de dimensionamento e construção de este tipo de sistema em vários países. Como conclusão observou-se que as definições de conceitos básicos eram similares, no entanto existem diferenças em alguns aspectos tais como as propriedades dos materiais, os requisitos em relação à espessura mínima da parede e nas relações altura-espessura, como também no desenho das armaduras.

Como códigos e normas consultados para o desenvolvimento da guia, referem-se as seguintes:

- **Chile:** NCh2123. Alvenaria confinada – Requisitos de dimensionamento e cálculo.
- **Colômbia:** Normas Colombianas de Dimensionamento e Construção Sismo Resistente, Lei 400, 1997, Decreto 33 de 1998 e Decreto 34 de 1999- NSR-98, Títulos D e E.
- **México:** Regulamento de Construção para o Distrito Federal. Normas Técnicas Complementares para o Dimensionamento e Construção de Estruturas de Alvenaria.
- **Perú:** Regulamento Nacional de Edificações, Norma Técnica E.070 Alvenaria.
- **Argentina:** INPRES-CIRSOC 103, Parte III. Normas Argentinas para Construções Sismorresistentes. Construções de Alvenaria.
- **Europa:** Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios. Regras para alvenaria armada e não armada (EN 1996-1-1:2006).
- **Algeria:** Regulamentos Sísmicos Argelinos (RPA99).
- **China:** Código para o Dimensionamento de Estruturas de Alvenaria (2001).
- **Irán:** Regulamento de Construção Nacional. Volumem 5: Materiais de construção. Volumem 8: Dimensionamento e Construção de Edifícios de Alvenaria (2005).
- **Indonésia:** Dimensionamento Sismorresistente e pautas de construção de História Única de casas de Alvenaria Confinada em Betão Armado, construído no Programa de Reconstrução de Vivenda Permanente Aceh (2006).

Mesmo assim consultaram-se os Eurocódigos necessários adaptados as normas portuguesas para a alvenaria confinada:

- **Eurocódigo 2:** Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. NP ENV 1992-1-1 (Versão Portuguesa de ENV 1992-1-1: 1998). CT 115.
- **Eurocódigo 6:** Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios. NP ENV 1996-1-1 (Versão Portuguesa de ENV 1996-1-1: 1995). CT 115.
- **Eurocódigo 7:** Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. NP ENV 1997-1-1 (Versão Portuguesa de ENV 1997-1: 1999). CT 115.
- **Eurocódigo 8:** Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1 (Versão Portuguesa de EN 1998-1: 2010). CT 115.

3

METODOLOGIA PRÁTICA

3.1. NATUREZA DA INVESTIGAÇÃO

A seguinte investigação foi desenvolvida no enfoque do paradigma quantitativo, que segundo Hernández, Fernández, e Baptista (2006) (p. 5) “usa a recolha de dados para provar hipóteses, com base na medição numérica e na análise estatística, para desenhar modelos de comportamento e provar teorias”. Tal paradigma foi preciso na obtenção importante de resultados para esta dissertação referente ao comportamento de estruturas de alvenaria confinada quando sujeitas a ações gravíticas e sísmicas em simultâneo, para poder realizar uma proposta para de metodologia para o dimensionamento de estruturas baixas, através do uso da alvenaria confinada em zonas sísmicas em Portugal.

3.2. NÍVEL DA INVESTIGAÇÃO

O nível de investigação está relacionado com o grau de profundidade com que é abordado um tema ou objeto de estudo. Para a presente investigação aplica-se o nível Descritivo, que segundo Arias (2006) (p. 24):

“A investigação descritiva consiste na caraterização de uma ocorrência, fenómeno, indivíduo ou grupo, com a finalidade de estabelecer a sua estrutura ou comportamento. Os resultados deste tipo de investigação localizam-se num nível intermedio quanto à profundidade do conhecimento.”

3.3. DESENHO DA INVESTIGAÇÃO

Dadas as características próprias presentes na realidade estudadas, a investigação será desenvolvida segundo lineamento da modalidade de Projeto Factível, devido ao seu objetivo em uma solução eficiente, pronta e oportuna a um problema tipo prático.

Para que as investigações sejam consideradas deste tipo, deverão estar orientadas a desenvolver uma série de atividades com o objetivo principal seja gerar propostas que permitam resolver algum problema prático. Tal proposta deverá ser, desde o ponto de vista técnico, económico e operativo, viável para a sua implementação, de tal forma que possa ser desenvolvida e possa gerar uma solução pronta e efetiva ao problema apresentado em qualquer organização. O anteriormente referido, baseia-se na definição de projeto factível feita por Hurtado de Barrera (2000) (p. 325):

“Consiste na elaboração de uma proposta ou modelo, como solução a um problema ou necessidade de tipo prático, orientado a um grupo social ou a uma instituição, numa área em particular do conhecimento, partindo de um diagnóstico preciso das necessidades do momento, os processos explicativos ou geradores envolvidos e as tendências futuras.”

Com a finalidade de solucionar a problemática existente, apresenta-se uma alternativa de solução viável, que consiste na proposta duma metodologia de dimensionamento estruturas baixas em alvenaria confinada em zonas de risco sísmico em Portugal.

O projeto Factível está constituído pelas seguintes fases: fase de diagnóstico, planeamento e fundamentação teórica da proposta; procedimento metodológico, atividades e recursos necessários para a sua execução; análise e conclusões sob a viabilidade e realização do projeto; e no caso do seu desenvolvimento, a execução da proposta e avaliação tanto do procedimento como dos resultados. Este estudo está inserido nas duas primeiras fases: Diagnóstico e elaboração da metodologia.

3.4. TIPO DE INVESTIGAÇÃO

É importante realçar que os projetos factíveis devem estar justificados por uma investigação de campo. Kerlinger et al., (2002), (citado em Hernández et al. (2006) - p. 201), define a experiência de campo como “um estudo de investigação efetuado numa situação real onde uma ou mais variáveis independentes são manipuladas pelo experimentador em condições tão cuidadosamente controladas como seja permitido”.

Por outro lado, a Investigação de Campo segundo Arias (2006) “consiste na recolha de dados diretamente da realidade onde ocorrem as situações, sem manipulação nem controlo de alguma

variável”. É a forma de incluir a realidade num tipo de investigação, permitindo ao projeto descrever e interpretar os dados que constituem uma proposta, sem a manipulação de nenhuma informação.

Esta investigação está fundamentada não só em fontes primárias, mas também em fontes secundárias como livros, revistas especializadas, documentos da Internet e outros que oferecem novos critérios e lineamentos sobre o estudo.

3.5. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA

Realizam-se os procedimentos de cálculos, definindo quatro casos de estudo:

Caso 1: Edificação de 1 nível no Arquipélago da Madeira

Caso 2: Edificação de 2 níveis no Arquipélago da Madeira

Caso 3: Edificação de 1 nível no Arquipélago dos Açores

Caso 4: Edificação de 2 níveis no Arquipélago dos Açores

O Arquipélago da Madeira de origem volcânica localiza-se na placa africana, no oceano Atlântico entre 30° e 33° de latitude norte, 978 km ao sudoeste de Lisboa, 700 km ao oeste da costa africana e a 450 km pelo norte de Canárias.

Por outro lado o Arquipélago dos Açores, também de origem volcânica, situa-se no nordeste do oceano Atlântico entre os 36° e 43° de latitude norte e a 25° e 31° de longitude oeste. Os territórios mais próximos são a Península Ibérica a 2000 km leste, Madeira a 1200 km sudeste, Nova Escócia a 2300 km noroeste e as Bermudas a 3500 km sudoeste.

A escolha destas zonas foi feita devido a terem correspondência a uma zona de baixa sismicidade (Madeira) e alta sismicidade (Açores) em Portugal, pelo que poderão ser feitas comparações substanciais entre ambas as zonas com modelos de análise com características similares.

Seguidamente foi feita a escolha dos materiais de uso comum em Portugal e que adaptam-se ao mesmo tempo às recomendações dadas pela SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS como foi referido no capítulo anterior. Os materiais escolhidos foram os seguintes:

Unidade de alvenaria: Bloco de betão furado com uma resistência à compressão maior ao referido pela Tabela 2-2 do capítulo II da presente dissertação. (no Anexo apresentam-se as características técnicas deste bloco).

Argamassa: A escolha foi feita segundo a Tabela 2-3 do capítulo II da presente dissertação, considerando ainda as recomendações dadas pela ficha técnica (Anexo). Pelo que a escolha final foi uma argamassa tipo I.

Betão: Segundo a NP EN 206-1: C30/37●XS 1 (P)●Cl 0.20●Dmax 22●S3.

Armadura: A armadura escolhida foram armaduras ordinárias A500 NR.

Tabela 3-1. Materiais para alvenaria confinada.

Materiais para alvenaria confinada			
Bloco de betão furado (mm)	Argamassa	Betão	Armadura
BBE 500x200x150	Tipo I	C30/37	A500

No passo seguinte foram considerados os dados sísmicos necessários em cada zona estudada indicados pelo EC 8 na direção horizontal, por esta ser mais condicionante na análise quando comparada com a ação sísmica vertical. Os dados foram introduzidos no programa de elementos finitos SAP 2000 v14.1.0. Na Tabela 3-2 podem observar-se os dados extraídos do EC 8:

Tabela 3-2. Dados sísmicos.

Dados sísmicos		
Zona Sísmica	Madeira (1,6)	Açores (2,1)
Tipo de Terreno	A	D
Ação Sísmica	Tipo I	Tipo II
Aceleração de referência (m/s ²)	0,35	2,5
Tb (s)	0,1	0,1
Tc (s)	0,6	0,3
Td (s)	2,0	2,0
Coefficiente de comportamento, q	2,0	2,0
Fator de redução, β	0,2	0,2
Fator do solo, S	1	1,4

Os dados sísmicos referidos na Tabela 3-2 anterior descrevem o seguinte:

Zona sísmica: Divididos pelas autoridades nacionais, dependendo da sismicidade do local (Figuras 3-1 e 3-2). É importante referir que para a ilha dos Açores podem ser encontradas zonas sísmicas de 2,2 e 2,4; no entanto foi escolhida a zona sísmica 2,1 por corresponder com maior valor de aceleração de referência sísmica quando comparado com os outros referidos.



Figura 3-1. Zonas sísmicas da Madeira (reproduzido do EC 8).

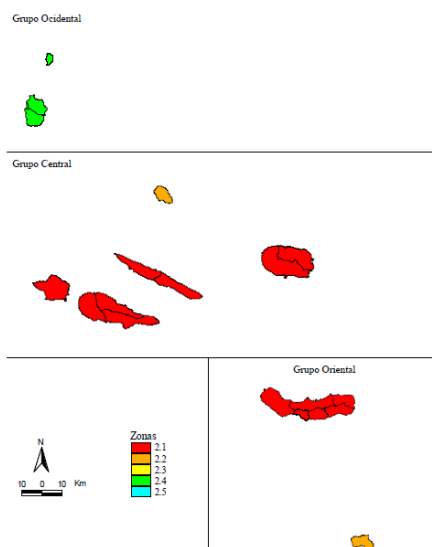


Figura 3-2. Zonas sísmicas dos Açores (115 (2010c)).

Tipo de terreno: Para a Madeira define-se o tipo A por esta ser descrita como rocha ou outra formação geológica rochosa, que inclua no máximo, 5 m de material mas fraco à superfície. Para os Açores temos um solo muito coesivo de consistência mole a dura característica de um terreno tipo D.

Ação sísmica: Em Portugal são considerados dois tipos, pelo facto de haver dois cenários de geração de sismos que afetam o território. Tipo I (Madeira) é um cenário designado por “afastado”, que correspondem aos sismos do epicentro na região Atlântica. Tipo II (Açores) corresponde a um cenário designado por “próximo”, que ocorre no epicentro do território seja Continental ou no Arquipélago dos Açores.

Aceleração de referência: Para a maioria das aplicações da EN 1998, a sismicidade é descrita por um único valor parâmetro, isto é, o valor de referência da aceleração máxima na base do terreno.

T_b: É o limite inferior do período no patamar de aceleração constante.

T_c: É o limite superior do período no patamar de aceleração constante.

T_d: É o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante.

Coefficiente de comportamento, q: É uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. O valor dado na Tabela 3-2 é para alvenaria confinada.

Fator de redução: É o coeficiente que corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, o valor dado na tabela anterior é um valor recomendado.

Coefficiente de solo, S: corresponde à definição do início do espectro de resposta elástica sísmico dependendo do tipo de terreno.

Na seguinte figura podemos observar a representação gráfica de um espectro de resposta elástica.

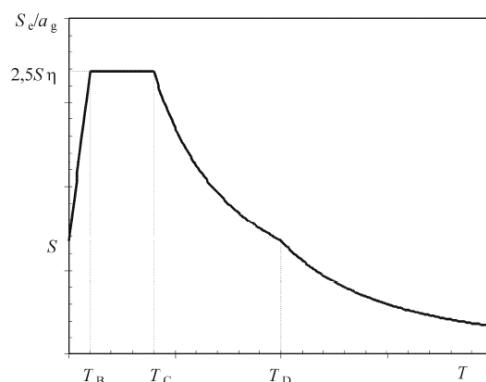
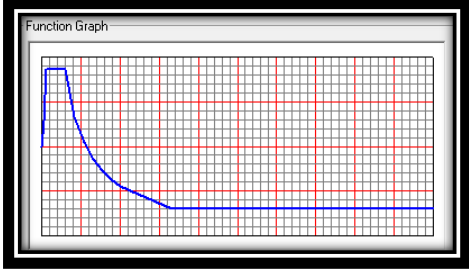
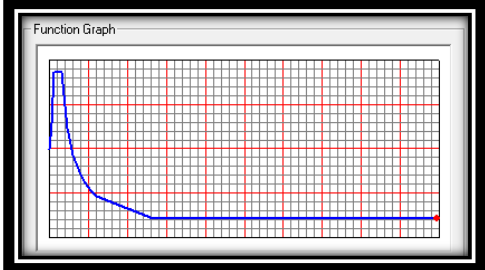


Figura 3-3. Espectro de resposta elástica (115 (2010c)).

Após ser introduzidos os valores anteriormente indicados no programa de elementos finitos, este gerou o espectro de resposta sísmica correspondente a cada zona de estudo, resultando nos seguintes valores de períodos (T) em segundos com os seus correspondentes valores de aceleração (S_d) que se apresentam na Tabela 3-3:

Tabela 3-3. Valores do espectro de resposta sísmica.

Madeira		Açores	
			
T (s)	Sd (-)	T (s)	Sd (-)
0,0000	0,0238	0,0000	0,2378
0,0333	0,0307	0,0333	0,3072
0,0667	0,0377	0,0667	0,3765
0,1000	0,0446	0,1000	0,4459
0,6000	0,0446	0,3000	0,4459
0,8333	0,0321	0,5833	0,2293
1,0667	0,0251	0,8667	0,1544
1,3000	0,0206	1,1500	0,1163
1,5333	0,0175	1,4333	0,0933
1,7667	0,0152	1,7167	0,0779
2,0000	0,0134	2,0000	0,0669
3,3333	7,140E-03	3,3333	0,0510
4,6667	7,140E-03	4,6667	0,0510
6,0000	7,140E-03	6,0000	0,0510
7,3333	7,140E-03	7,3333	0,0510
8,6667	7,140E-03	8,6667	0,0510
10,0000	7,140E-03	10,0000	0,0510

Aplicando a seguinte fórmula do Eurocódigo 8 para a determinação do período fundamental T1 para cada zona de estudo, definido como o tempo requerido para completar um ciclo de vibração livre, procede-se a localizar o valor na Tabela 3-3 que permita retirar o valor da ordenada de cálculo Sd:

$$T1 = C_t * H^{3/4} \quad (18)$$

Onde:

C_t é 0,050 para todas as estruturas exceto pórticos especiais metálicos e de betão e pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos.

H é a altura do edifício em metros.

Assim mesmo faz-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais em betão armado (lajes, elementos de confinamento vertical e horizontal). Para a laje considerou-se o painel mais condicionante da planta “tipo” considerada inicialmente para todos os casos de estudo (Figura 4-2), a laje encontra-se aramada em ambas as direções e é caracterizada por ser uma laje vigada; para os elementos de confinamento verticais e horizontais considerou-se a espessura da parede de alvenaria para cada caso. As armaduras também foram calculadas para cada elemento (Capítulo IV).

De igual forma foi feito o pré-dimensionamento das densidades de paredes necessárias em cada caso tanto para a direção longitudinal como para a transversal.

Finalmente aplicou-se o método simplificado descrito no capítulo anterior, para a verificação de tais densidades perante a resistência a esforços sísmicos e gravíticos para cada caso de estudo. Estes resultados são apresentados e analisados no Capítulo IV.

3.6. TÉCNICAS DE RECOLHA DE DADOS

A recolha de dados foi feita através de consulta bibliográfica, informação da internet, de revistas e normas ainda válidas em Portugal. De igual forma baseia-se descrito por Meli e Brzev (2011) na SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS, que tem o objetivo de recomendar as disposições de dimensionamento e desenho da distribuição e densidade de paredes, para além de prescrever os requisitos mínimos das dimensões dos componentes estruturais das edificações de alvenaria confinada (elementos de confinamento e parede de alvenaria) e oferecer um resumo dos códigos internacionais em que se basearam para as disposições de desenho sísmico.

3.7. TÉCNICAS DE PROCESSAMENTO DE ANÁLISE DE DADOS

Para a realização dos cálculos usou-se o software Microsoft Office Excel 2010, no qual organizaram-se os dados consultados nos EC 6 e EC 8. Programou-se uma folha de cálculo para a obtenção dos valores de pré-dimensionamento da densidade de paredes e da aplicação do Método Simplificado para a verificação da resistência da estrutura para cada caso de estudo perante forças sísmicas e gravíticas.

Usou-se ainda o software de elementos finitos SAP 2000 v14.1.0, onde foi analisado o comportamento estrutural das edificações em estudo definidas para cada caso, seguindo os seguintes passos:

- ✓ Definição dos materiais anteriormente referidos (alvenaria, betão e aço). É importante referir neste ponto que o valor do módulo de elasticidade dado para as paredes de alveiraria de betão furado foi 8500 MPa (para os casos 1, 2 e 3) e 6500 MPa (para o caso 4) estes valores foram obtidos segundo a extrapolação dos valores da Tabela 4-30 da página 102 Juste [21].
- ✓ Definição das seções tipo “frame” para os elementos de verticais e horizontais de confinamento e as áreas tipo “shell” para as lajes de entrepiso e teto (definidas como diafragmas rígidos) e as paredes de alvenaria, aos quais assignou-se os materiais correspondente.
- ✓ Definição da grelha guia para o desenho de cada elemento
- ✓ Desenho do modelo de estrutura para cada caso.
- ✓ Divisão das áreas tipo “shell” em elementos finitos para garantir uma análise mais precisa.
- ✓ Assinação das condições de apoio na base da estrutura, onde despreza-se a interação solo-estrutura, adotando apoios simples.
- ✓ Definição das cargas às que a estrutura estará sujeita, entre elas definiram-se CP (peso próprio da estrutura), SCP (peso gerado pelos revestimentos dos elementos) considerando para a cobertura em terraço não acessível um revestimento incluindo camada de forma em betão leve, tela impermeabilizante e outras proteções, no caso do pavimento de habitação considerou-se um revestimento em tacos de madeira assentes com argamassa e prego de fixação, considerando ainda o peso do revestimento das paredes de alvenaria (reboco e pintura plástica), CV (sobrecarga segundo o tipo de uso), SX e SY (definidos segundo o espectro de resposta carregado para as direções U1 e U2 respetivamente, considerada como combinação modal e com uma combinação direcional absoluta).
- ✓ Definição da massa da estrutura para a avaliação dos efeitos de inercia da ação sísmica, considerando a massa do elemento, as massas adicionais as massas geradas pelas cargas, aplicando na sua totalidade CP e SCP e 20% de CV.
- ✓ Definição do tipo de comportamento de cada carga, onde CP, SCP e CV foram definidas por um comportamento lineal estático, sendo que SX e SY baseiam-se no espectro de resposta para cada zona em estudo.

- ✓ Definição das combinações de carga segundo o Eurocódigo 8-2010:

Combinações fundamentais:

Comb1: $1,35 CP + 1,35 SCP$.

Comb2: $1,35 CP + 1,35 SCP + 1,5 CV$.

Combinações sísmicas:

Sismo tipo I (Madeira):

Comb3: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 1,0 SX + 0,3 SY$.

Comb4: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 1,0 SX - 0,3 SY$.

Comb5: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 1,0 SX + 0,3 SY$.

Comb6: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 1,0 SX - 0,3 SY$.

Comb7: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 0,3 SX + 1,0 SY$.

Comb8: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 0,3 SX - 1,0 SY$.

Comb9: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 0,3 SX + 1,0 SY$.

Comb10: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 0,3 SX - 1,0 SY$.

Sismo tipo II (Açores):

Comb3: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 1,0 SX + 0,3 SY$.

Comb4: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 1,0 SX - 0,3 SY$.

Comb5: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 1,0 SX + 0,3 SY$.

Comb6: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 1,0 SX - 0,3 SY$.

Comb7: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 0,3 SX + 1,0 SY$.

Comb8: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV + 0,3 SX - 1,0 SY$.

Comb9: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 0,3 SX + 1,0 SY$.

Comb10: $1,0 CP + 1,0 SCP + 0,2 CV - 0,3 SX - 1,0 SY$.

- ✓ Assinação de cargas aos elementos estruturais desenhados.
- ✓ Execução da análise.
- ✓ Extração de dados, tais como os valores de corte atuante nas paredes, os valores de esforço de corte basal, os valores do período de vibração e os valores de esforço à compressão média. Estes serão analisados através da comparação com os valores resultantes do pré-dimensionamento anteriormente calculados

4

ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISE DE RESULTADOS DO MÉTODO SIMPLIFICADO

4.1.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM BETÃO ARMADO

Laje: O pré-dimensionamento da espessura da laje vigada, armada em duas direções foi feita pela seguinte equação:

$$h = \frac{L_{menor}}{30 \text{ a } 35} \quad (19)$$

Para o pré-dimensionamento das armaduras da laje vigada, foram consultadas as tabelas de Bares segundo França (2001), considerando o painel mais condicionante como se mostra na seguinte figura:

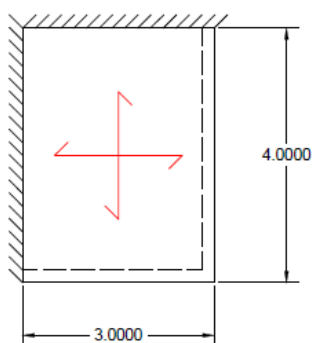


Figura 4-1. Modelo de painel de laje condicionante.

As ações foram consideradas segundo os valores recomendados pelo RSA. Assim obtivemos os seguintes resultados:

Peso próprio $pp = \gamma_{\text{betão}} \times h = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Revestimentos $rcp = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Sobrecargas $sc = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$Psd = 1,35 cp + 1,5 sc = 10,1 \text{ kN/m}^2$

Os esforços obtidos mostram-se a continuação:

$Mxs = 0,0122 \times Psd \times 42 = 1,97 \text{ kNm/m}$

$Mxvmin = -0,0405 \times Psd \times 42 = -6,54 \text{ kNm/m}$

$Mys = 0,0442 \times Psd \times 32 = 4,02 \text{ kNm/m}$

$Myvmin = -0,0993 \times Psd \times 32 = -9,03 \text{ kNm/m}$

Para o cálculo das armaduras em ambas as direções, se aplicaram as seguintes equações:

$$As = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd} \quad (20)$$

$$\mu = \frac{Msd}{b * d^2 * fcd} \quad (21)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2,42\mu)}}{1,21} \quad (22)$$

$$As_{min} = 0.26 \frac{fctm}{fyk} * bt * d \quad (23)$$

Na Tabela 4-1 mostram-se os resultados obtidos no pré-dimensionamento da laje:

Tabela 4-1. Pré-dimensionamento da laje.

h (m)	d (m)	Msd (kNm/m)	μ	ω	As (cm ² /m)	As _{min} (cm ² /m)	Armadura adotada
0,15	0,11	9,03	0,037	0,039	1,97	1,659	Φ8//0,20 (2,50 cm ² /m)

Elementos de confinamento (pilares e vigas): Para definir as dimensões da secção dos pilares e vigas, considerou-se a espessura das paredes de alvenaria para cada caso. No caso das vigas a altura foi adotada pela aplicação da seguinte equação.

$$h = \frac{L_{maior}}{10 \text{ a } 12} \quad (24)$$

No caso dos pilares, considerou-se uma seção quadrada.

Assim os resultados obtidos mostram-se na Tabela 4-2:

Tabela 4-2. Dimensões das seções transversais dos elementos de confinamento.

Caso de estudo	Pilar (m)	Viga (m)
1,2,3	0,15 x 0,15	0,15 x 0,30
4	0,20 x 0,20	0,20 x 0,40

As armaduras longitudinais e transversais para os elementos de confinamento (pilares e vigas), são feitos segundo o indicado no capítulo II (subseções 2.2.3.2 e 2.2.3.3).

Assim calculou-se o valor de corte máximo resistente do pilar a uma distância de $L = z (\cot \theta)$ 115 (2010b) EC 2 (LNEC) [22] pela seguinte fórmula:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (25)$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (26)$$

Onde:

α_{cw} coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, sendo igual a “1” para estruturas não pré-esforçadas.

b_w menor largura da seção entre os banzos tracionados e comprimidos.

z braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado. O valor aproximado é $z = 0,9d$.

v_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

f_{cd} valor de cálculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento.

θ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

f_{ck} valor de compressão característico.

Na Tabela 4-3 mostram-se os resultados da resistência máxima ao corte do pilar:

Tabela 4-3. Resistência máxima ao corte do pilar.

Caso de estudo	$V_{Rd,máx}$ (kN/m ²)
1,2,3	78
4	120

4.1.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE DENSIDADE DE PAREDES

Neste passo faz-se uma verificação da densidade de paredes, garantindo a segurança das estruturas baixas de alvenaria confinada analisadas em cada caso de estudo, que se encontram submetidas a cargas sísmicas e gravíticas.

Considerando o modelo de planta inicial “tipo” e as aberturas (janelas e portas), as quais foram arbitradas pensando na melhor ventilação da habitação, obtiveram-se as áreas em planta (A_p) e as áreas transversais das paredes (A_w), para cada caso, as quais permitiram o cálculo da densidade de paredes longitudinal (d_x) e transversal (d_y).

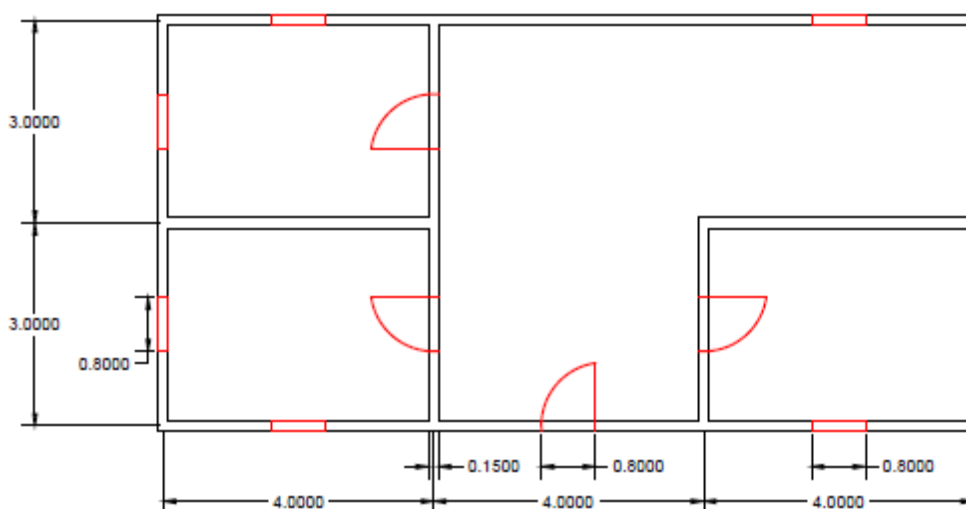


Figura 4-2. Planta inicial "tipo" para os casos 1 e 2.

O cálculo da densidade de paredes é quantificada pelo índice de densidade d , pela aplicação da fórmula (1).

Os resultados obtidos foram verificados, estes deviam cumprir com o índice de densidade mínima recomendada pela Tabela 2-6 indicada no Capítulo II desta dissertação. Assim obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 4-4. Índice de densidade de paredes.

Caso de estudo	Direção Longitudinal			Direção Transversal		
	Ap (m ²)	Aw (m ²)	dx (%)	Ap (m ²)	Aw (m ²)	dy (%)
1	72	4,2	5,8	72	2,3	3,2
2	72	4,2	5,8	72	2,3	3,2
3	72	4,2	5,8	72	2,6	3,7
4	72	5,6	7,8	72	4,8	6,7

Nos casos 3 e 4, houve a necessidade de alterar a planta, para cumprir com a densidade mínima requerida (Tabela 2-6). Os casos 1 e 2 mantiveram a mesma planta inicial “tipo”.

A solução no caso 3 foi acrescentar paredes na direção transversal. No caso 4, para além de adicionar paredes em ambas as direções, foi preciso aumentar a espessura das paredes para 0,20 metros. As Figuras 4-3 e 4-4 mostram a planta final aplicada nos casos 3 e 4 respetivamente.

Estes resultados eram de esperar-se, pelo nível de sismicidade da zona dos Açores, que quando comparado com o arquipélago da Madeira, apresenta uma sismicidade cerca de sete vezes superior, levando à estrutura a exigir maior densidade de muros que resistam a estes esforços.

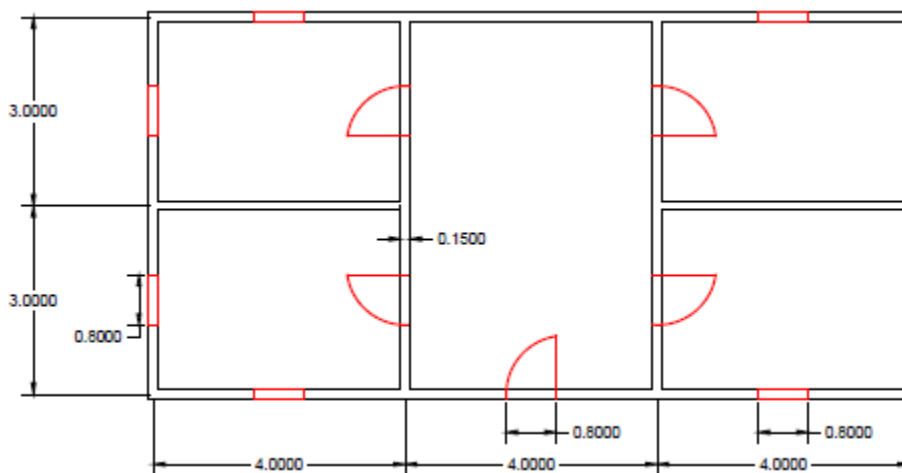


Figura 4-3. Planta para o caso 3.

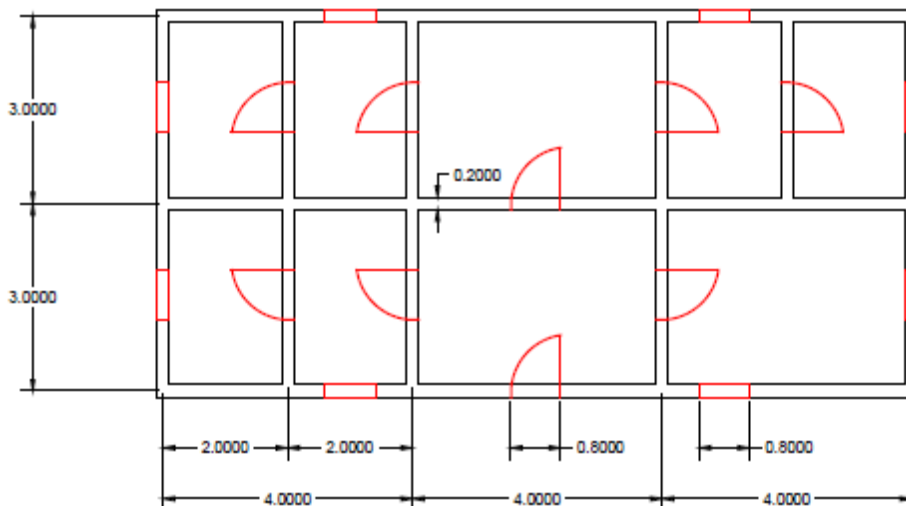


Figura 4-4. Planta para o caso 4.

4.1.3. VERIFICAÇÃO SÍSMICA PELO MÉTODO SIMPLIFICADO

Para a verificação da segurança sísmica calculou-se a resistência máxima ao corte “ v ” e a tensão instalada “ σ ” das paredes de alvenaria pela aplicação das equações (9) e (11) respectivamente, estes resultados tiveram de ser verificados pela equação (10). Na Tabela 4-5 mostram-se os resultados obtidos para cada caso de estudo:

Tabela 4-5. Valores de compressão e corte resistente ao sismo.

Caso de estudo	Peso da estrutura Wt (kN)	σ (kN/m ²)	v (kN/m ²)
1	831,61	127,78	210,01
2	1.396,37	129,22	210,44
3	841,40	123,09	208,60
4	1.809,52	100,52	201,83

O peso da estrutura foi retirado diretamente do modelo de elementos finito para conseguir resultados com menor margem de erro.

Assim pela aplicação da equação (12), determinaram-se os índices de densidade de paredes mínimo que resista às cargas sísmicas em função da resistência ao corte resultante para cada caso. De igual forma como foi feito no pré-dimensionamento do índice de densidade de paredes, fazemos a verificação das densidades mínimas resultantes com as densidades mínimas requeridas (Tabela 4-6).

Tabela 4-6. Densidade mínima de paredes resistentes ao sismo.

Caso de estudo	d (%)
1	$\geq 0,3$
2	$\geq 0,5$
3	$\geq 2,6$
4	$\geq 6,7$

4.1.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA GRAVÍTICA PELO MÉTODO SIMPLIFICADO.

Para a verificação da resistência a cargas gravíticas das paredes de alvenaria confinada, calculou-se a resistência à compressão pela equação (17). O fator de minoração da resistência à compressão considerado foi referente a diafragmas rígidos ($F_E=0,7$) e o valor da resistência à compressão média das paredes considerado que tem em conta o tipo de unidade de alvenaria e o tipo de argamassa foi para todos os casos $f'm=2,0$ MPa (Tabela 2-4). É importante referir que ao valor da resistência média incrementou-se 0,4 MPa como sugestão da SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS, com a finalidade de ter em consideração a contribuição da resistência à compressão que os elementos de confinamento vertical (pilares) oferecem perante as cargas gravíticas.

O valor da resistência à compressão resultante é independente de qualquer característica geométrica da planta, pelo que para todos os casos de estudo o valor calculado é o mesmo, pois se usou os mesmos materiais de construção em todos eles. Assim calculou-se o índice de densidade mínimo de paredes necessárias para resistir às cargas gravíticas pela equação (16) que depende do peso total da estrutura e o número de pisos (Tabela 4-7).

Tabela 4-7. Densidades mínimas de paredes resistente a cargas gravíticas.

Caso de estudo	σ_R (kN/m ²)	dx e dy (%)
1	1.648,1	$\geq 0,8$
2		$\geq 1,4$
3		$\geq 0,8$
4		$\geq 1,5$

No geral a densidade de paredes calculada para resistir a cargas gravíticas é menor que a requerida para suportar cargas laterais por sismo, no entanto podemos observar nos resultados obtidos que isto não acontece nos casos 1 e 2 avaliados numa zona de baixa sismicidade como é o arquipélago da Madeira,

nestes casos conclui-se que são as cargas gravíticas as que condicionam a determinação do índice mínimo de densidade de paredes na estrutura (Tabelas 4-6 e 4-7).

4.1.5. VALIDAÇÃO PELOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.

A validação dos resultados obtidos pelo Método Simplificado para a segurança sísmica das estruturas dos casos em estudo foi feita pelos modelos desenhados em elementos finitos no software SAP 2000.

A resistência máxima à compressão “ σ ” das paredes para cada caso dada pelo modelo foi exportada para o Excel em tabelas que permitiram a soma de todos os esforços dos nós na base da estrutura, excluindo os nós correspondentes aos pilares, assim obtivesse os resultados apresentados na Figura 4-5:

Comparando estes resultados dos modelos em elementos finitos, com os valores obtidos de resistência à compressão para cada caso na Tabela 4-7 pelo Método Simplificado, validam-se as estruturas estudadas em cada caso quanto à resistência à compressão das paredes.

A resistência ao corte foi igualmente validada pelos modelos em elementos finitos. Para encontrar os valores máximos, correu-se o modelo em cada caso e estudou-se cada combinação definida, chegou-se à conclusão que os resultados obtidos para as combinações (COMB 3,4,5,6) são iguais, sendo por sua vez diferentes às restantes combinações (COMB 7,8,9,10). Assim optou-se por analisar e comparar apenas os resultados das combinações (COMB 2, 3 e 7).

Caso 3

A		B		C		D		E		F		G		H		I	
1	2	3	Text	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
459	1897	COMB11	Combination			-0.00080935	0.00007848	0.514	0	0	0	0	0	0	0	0	0
460	1898	COMB11	Combination			0.001365	0.00001879	0.565	0	0	0	0	0	0	0	0	0
461	1899	COMB11	Combination			-0.001885	0.0008765	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
462	2272	COMB11	Combination			0.335	2.797	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
463	2275	COMB11	Combination			0.218	0.068	2.646	0	0	0	0	0	0	0	0	0
464	2280	COMB11	Combination			0.308	0.065	2.787	0	0	0	0	0	0	0	0	0
465	2283	COMB11	Combination			-0.399	0.266	7.399	0	0	0	0	0	0	0	0	0
466	2288	COMB11	Combination			0.399	0.266	7.399	0	0	0	0	0	0	0	0	0
467	2289	COMB11	Combination			-0.308	0.065	2.787	0	0	0	0	0	0	0	0	0
468	2294	COMB11	Combination			-0.218	0.068	2.646	0	0	0	0	0	0	0	0	0
469																	
470								696.644									
471								101.8485									

Caso 1

A		B		C		D		E		F		G		H		I	
1	2	3	Text	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
459	1897	COMB11	Combination			-0.001751	0.0001385	0.513	0	0	0	0	0	0	0	0	0
460	1898	COMB11	Combination			0.002825	-0.000254	0.584	0	0	0	0	0	0	0	0	0
461	1899	COMB11	Combination			-0.003489	0.002239	0.414	0	0	0	0	0	0	0	0	0
462	2272	COMB11	Combination			0.448	-0.062	2.845	0	0	0	0	0	0	0	0	0
463	2275	COMB11	Combination			0.257	0.068	2.611	0	0	0	0	0	0	0	0	0
464	2280	COMB11	Combination			0.34	0.064	2.759	0	0	0	0	0	0	0	0	0
465	2283	COMB11	Combination			-0.366	0.271	7.215	0	0	0	0	0	0	0	0	0
466	2288	COMB11	Combination			0.389	0.268	7.309	0	0	0	0	0	0	0	0	0
467	2289	COMB11	Combination			-0.258	0.06	2.653	0	0	0	0	0	0	0	0	0
468	2294	COMB11	Combination			-0.182	0.062	2.525	0	0	0	0	0	0	0	0	0
469																	
470								684.486									
471								105.1438									

Caso 4

A		B		C		D		E		F		G		H		I	
1	2	3	Text	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
459	1897	COMB12	Combination			0.0007913	-0.0003506	0.497	0	0	0	0	0	0	0	0	0
460	1898	COMB12	Combination			-0.0008064	0.0009757	0.532	0	0	0	0	0	0	0	0	0
461	1899	COMB12	Combination			-0.0002298	-0.002244	0.291	0	0	0	0	0	0	0	0	0
462	2272	COMB12	Combination			-0.046	-0.095	5.676	0	0	0	0	0	0	0	0	0
463	2275	COMB12	Combination			0.398	0.095	6.037	0	0	0	0	0	0	0	0	0
464	2280	COMB12	Combination			-0.055	0.095	5.39	0	0	0	0	0	0	0	0	0
465	2283	COMB12	Combination			-0.972	0.17	21.063	0	0	0	0	0	0	0	0	0
466	2288	COMB12	Combination			1.141	0.168	21.988	0	0	0	0	0	0	0	0	0
467	2289	COMB12	Combination			0.062	0.069	5.918	0	0	0	0	0	0	0	0	0
468	2294	COMB12	Combination			-0.293	0.077	6.74	0	0	0	0	0	0	0	0	0
469																	
470								1521.073									
471								145.6966									

A		B		C		D		E		F		G		H		I	
1	2	3	Text	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
459	1897	COMB12	Combination			-0.001317	0.0001963	0.505	0	0	0	0	0	0	0	0	0
460	1898	COMB12	Combination			0.002138	0.00001202	0.574	0	0	0	0	0	0	0	0	0
461	1899	COMB12	Combination			-0.003176	0.0009047	0.315	0	0	0	0	0	0	0	0	0
462	2272	COMB12	Combination			0.829	-0.051	5.853	0	0	0	0	0	0	0	0	0
463	2275	COMB12	Combination			0.297	0.054	5.339	0	0	0	0	0	0	0	0	0
464	2280	COMB12	Combination			0.664	0.051	5.674	0	0	0	0	0	0	0	0	0
465	2283	COMB12	Combination			-1.01	0.203	15.383	0	0	0	0	0	0	0	0	0
466	2288	COMB12	Combination			1.071	0.2	15.73	0	0	0	0	0	0	0	0	0
467	2289	COMB12	Combination			-0.637	0.05	5.752	0	0	0	0	0	0	0	0	0
468	2294	COMB12	Combination			-0.262	0.051	5.402	0	0	0	0	0	0	0	0	0
469																	
470								1122.211									
471								172.3826									

Figura 4-5. Valores de compressão resultantes em modelo de elemento finito.

Caso 1:

Nas Figuras 4-6 a 4-8 mostram-se os resultados obtidos do corte atuante máximo nas paredes de alvenaria confinada para o caso 1, num mesmo ponto para todas as combinações (Comb 2, Comb 3 e Comb 7) sendo que para a Comb 2 analisam-se os efeitos das cargas gravíticas e as restantes consideram o efeito do sismo trabalhando 100% numa das direções e 30% noutra.

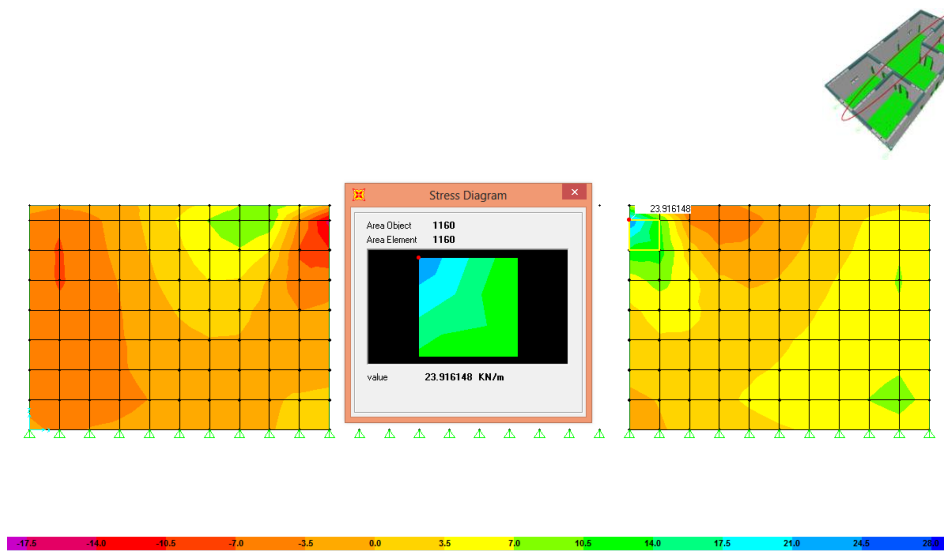


Figura 4-6. Corte atuante (F12) no plano XZ para a Comb 2.

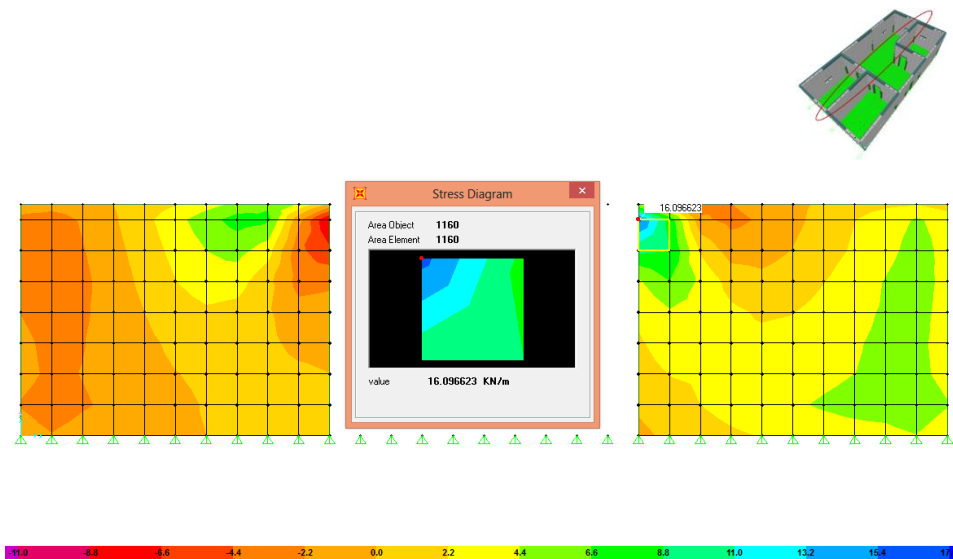


Figura 4-7. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 3.

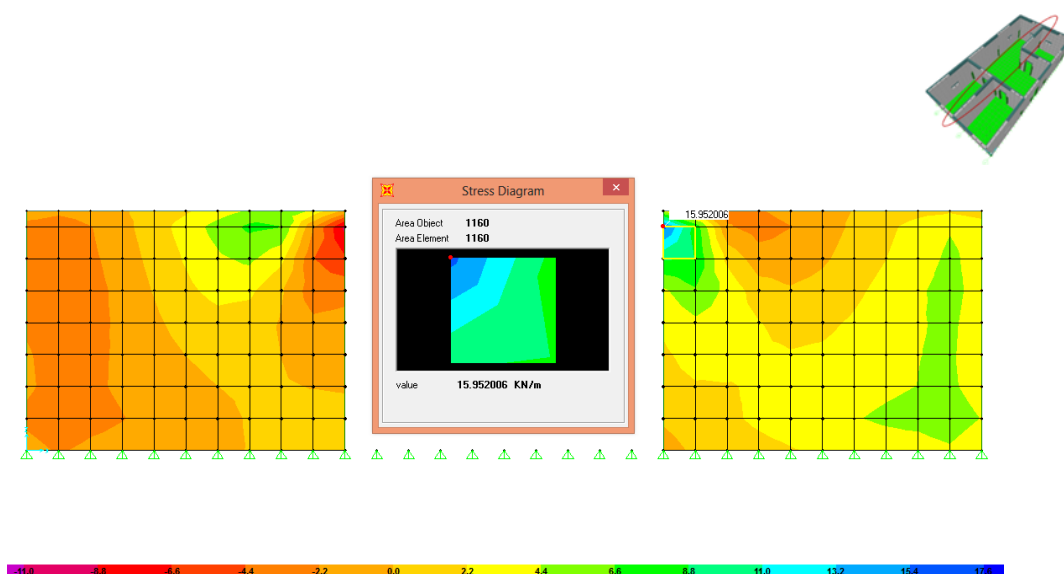


Figura 4-8. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 7.

Na Tabela 4-8 se resume os resultados obtidos no programa e que foram anteriormente indicada nas imagens. Sendo que estes valores pertencem à força resultante (F12), pelo que cada um deles será dividido pela espessura da parede (sendo para este caso 0,15 metros) para obtermos o valor de corte em kN/m^2 . Podemos observar que nenhum dos valores ao corte atuante obtidos pelo modelo em elementos finitos ultrapassa o corte resistente resultante do Método Simplificado (Tabela 4-5). Assim mesmo pode validar-se o facto das cargas gravíticas serem mais condicionantes na estrutura do caso 1, pois analisando os resultados das combinações observa-se que para a Comb 2 valores maiores em relação as Comb 3 e Comb 7.

Tabela 4-8. Resumo dos valores de corte atuante obtidos no caso 1.

Plano	Componente	Combinação	v (kN/m^2)
XZ	F12	2	160,00
		3	107,33
		7	106,33

Caso 2:

Nas Figuras 4-9 a 4-11 mostram-se os resultados obtidos do corte atuante máximo nas paredes de alvenaria confinada para o caso 2, num mesmo ponto para todas as combinações (Comb 2, Comb 3 e Comb 7) sendo que para a Comb 2 analisam-se os efeitos das cargas gravíticas e as restantes consideram o efeito do sismo trabalhando 100% numa das direções e 30% noutra.

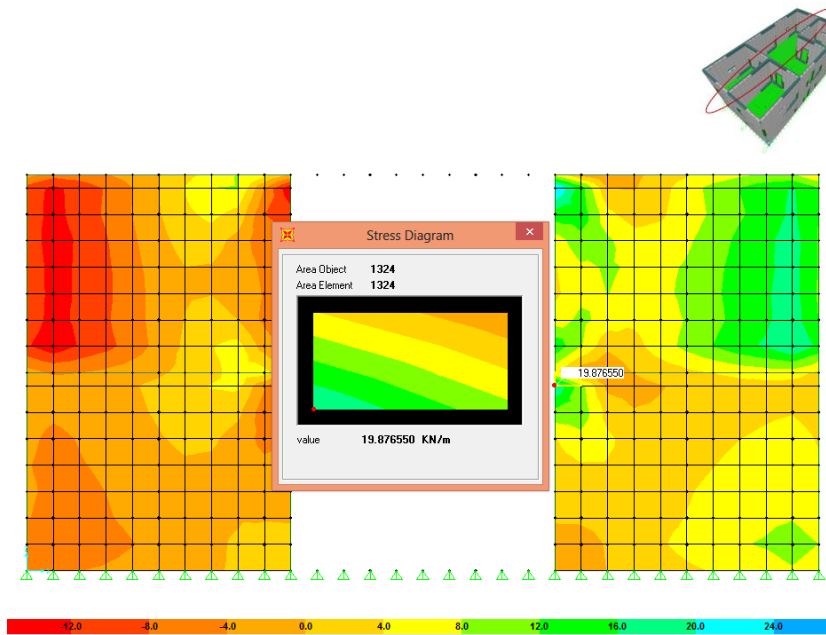


Figura 4-9. Corte atuante (F12) no plano XZ para a Comb 2.

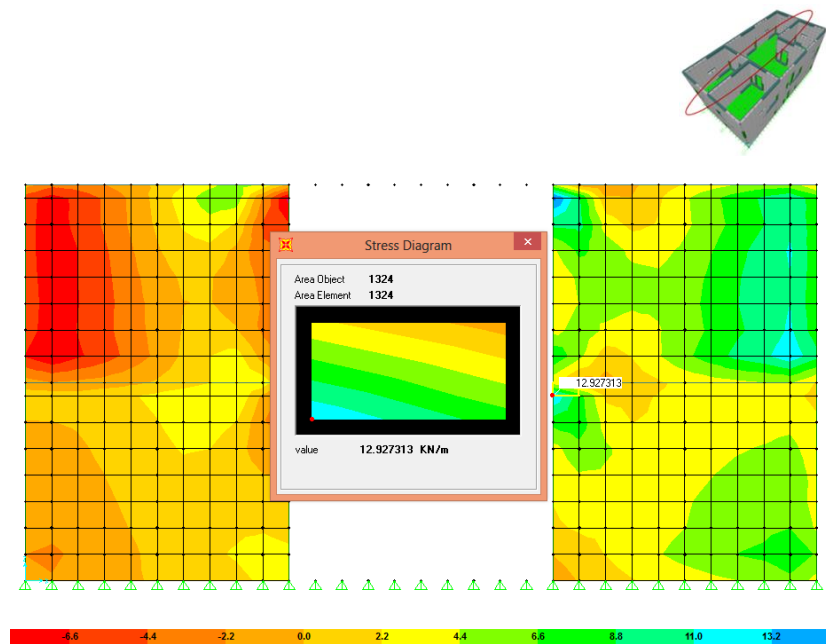


Figura 4-10. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 3.

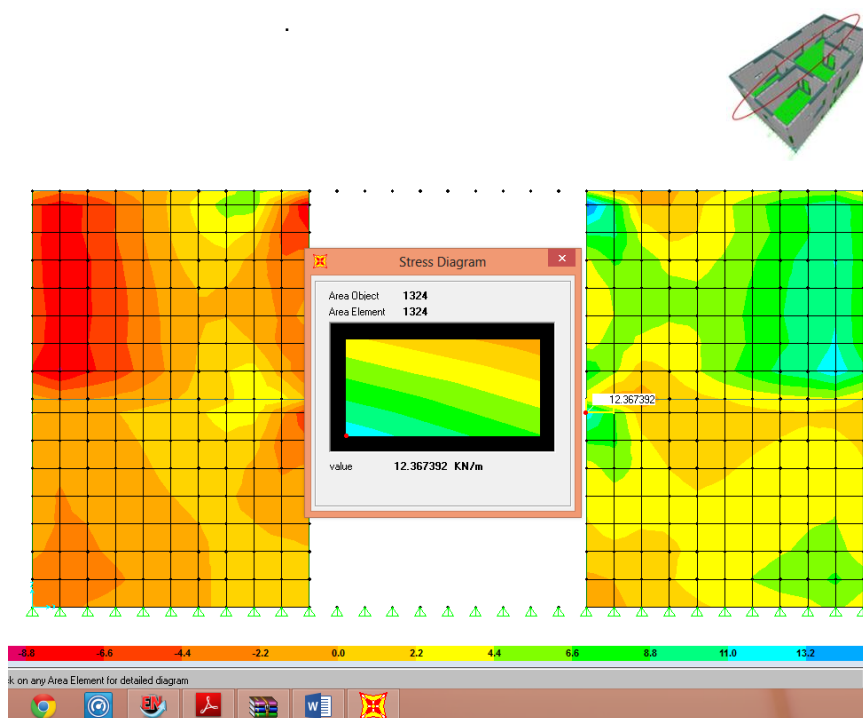


Figura 4-11. Corte atuante (F12) no plano XZ, para a Comb 7.

Na Tabela 4-9 se resume os resultados obtidos no programa e que foram anteriormente indicada nas imagens. Sendo que estes valores pertencem à força resultante (F12), pelo que cada um deles será dividido pela espessura da parede (sendo para este caso 0,15 metros) para obtermos o valor de corte em kN/m^2 . Podemos observar que nenhum dos valores ao corte atuante obtidos pelo modelo em elementos finitos ultrapassa o corte resistente resultante do Método Simplificado (Tabela 4-5). Assim mesmo pode validar-se o facto das cargas gravíticas serem mais condicionantes na estrutura do caso 2, pois analisando os resultados das combinações observa-se que para a Comb2 valores maiores em relação às Comb 3 e Comb 7.

Tabela 4-9. Resumo dos valores de corte atuante obtidos para o caso 2.

Plano	Componente	Combinação	v (kN/m ²)
XZ	F12	2	132,67
		3	86,20
		7	82,47

Caso 3:

Nas Figuras 4-12 a 4-14 mostram-se os resultados obtidos do corte atuante máximo nas paredes de alvenaria confinada para o caso 3, num mesmo ponto para todas as combinações (Comb 2, Comb 3 e Comb 7) sendo que para a Comb 2 analisam-se os efeitos das cargas gravíticas e as restantes consideram o efeito do sismo trabalhando 100% numa das direções e 30% noutra.

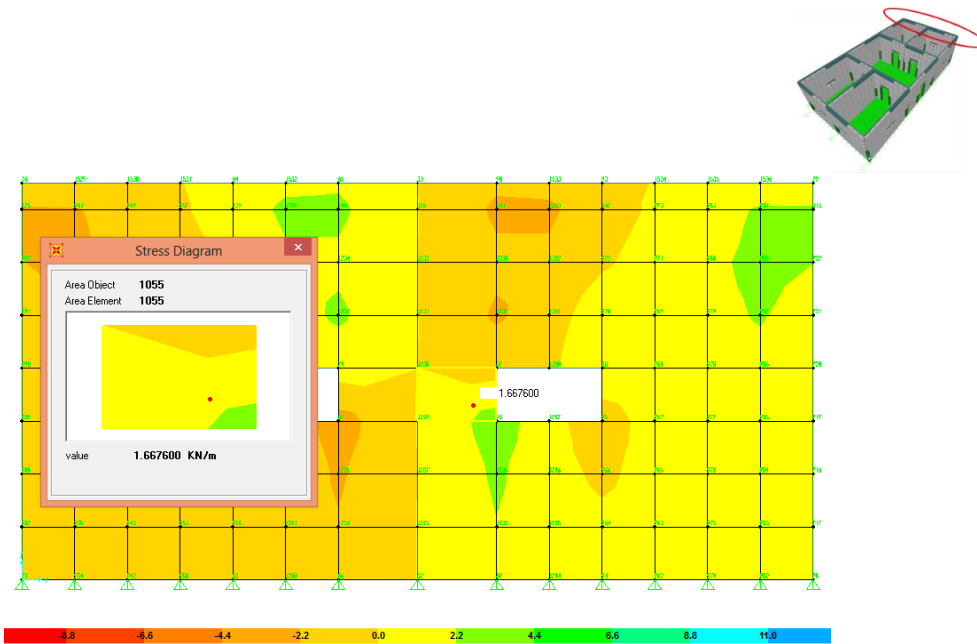


Figura 4-12. Corte atuante (F12) no plano YZ para a Comb 2.

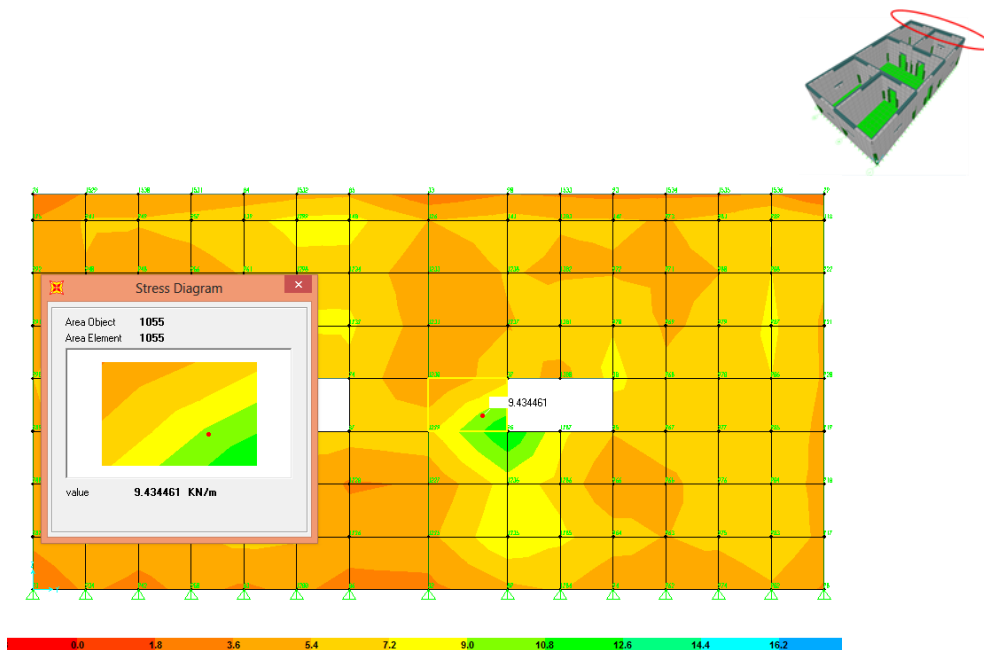


Figura 4-13. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 3.

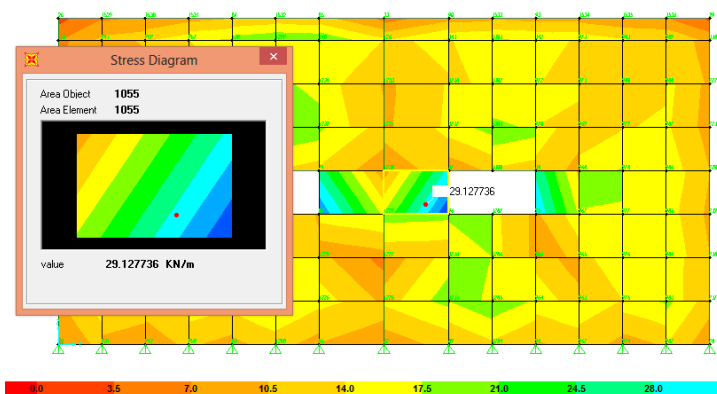
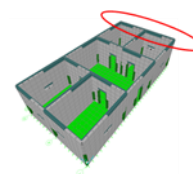


Figura 4-14. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 7.

Na Tabela 4-10 se resume os resultados obtidos no programa e que foram anteriormente indicada nas imagens. Sendo que estes valores pertencem à força resultante (F12), pelo que cada um deles será dividido pela espessura da parede (sendo para este caso 0,15 metros) para obtermos o valor de corte em kN/m^2 . Podemos observar que nenhum dos valores ao corte atuante obtidos pelo modelo em elementos finitos ultrapassa o corte resistente resultante do Método Simplificado (Tabela 4-5). Assim mesmo pode validar-se o facto das cargas sísmicas serem mais condicionantes na estrutura do caso 3, pois analisando os resultados das combinações observa-se que para a Comb2 valores inferiores em relação as Comb 3 e Comb 7.

Tabela 4-10. Resumo dos valores de corte atuante obtidos para o caso 3.

Plano	Componente	Combinação	v (kN/m^2)
YZ	F12	2	10,87
		3	62,87
		7	194,33

Caso 4:

Nas seguintes Figuras 4-15 a 4-17 mostram-se os resultados obtidos do corte atuante máximo nas paredes de alvenaria confinada para o caso 4, num mesmo ponto para todas as combinações (Comb 2, Comb 3 e Comb 7) sendo que para a Comb 2 analisam-se os efeitos das cargas gravíticas e as restantes consideram o efeito do sismo trabalhando 100% numa das direções e 30% noutra.

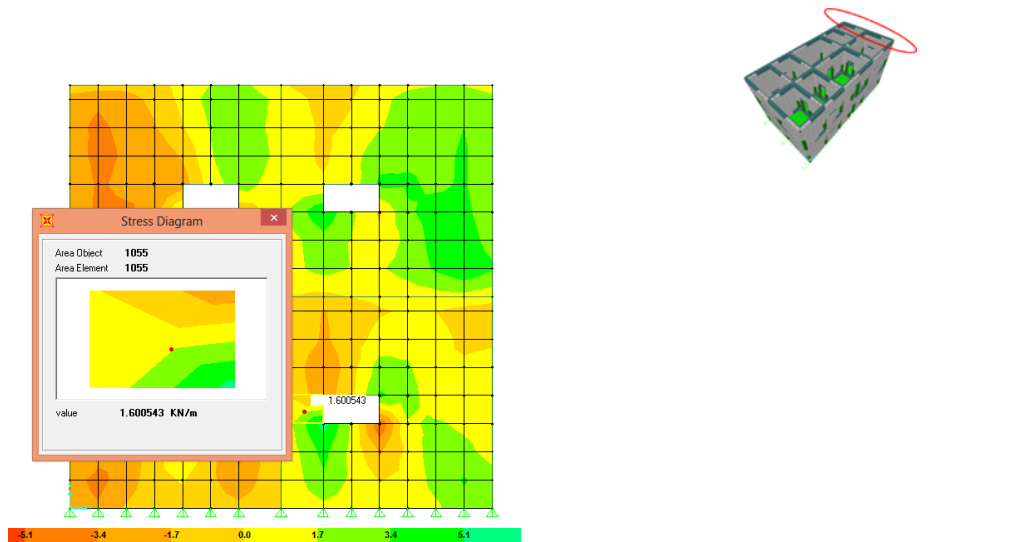


Figura 4-15. Corte atuante (F12) no plano YZ para a Comb 2.

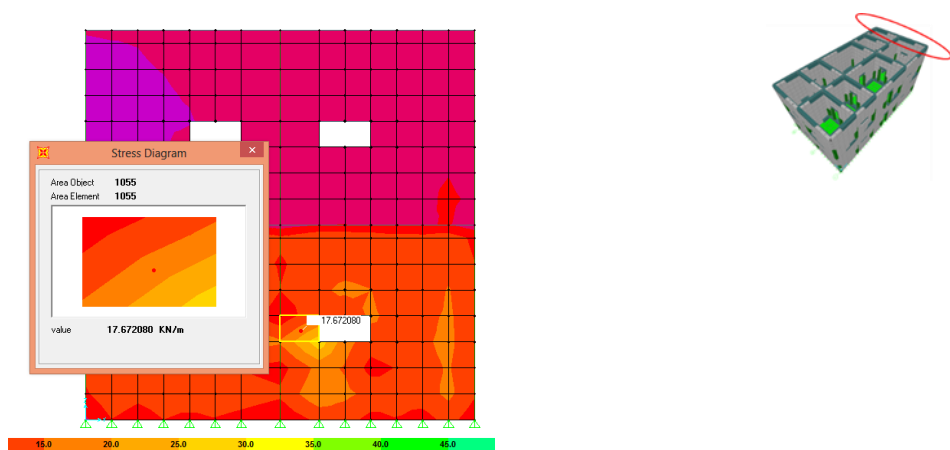


Figura 4-16. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 3.

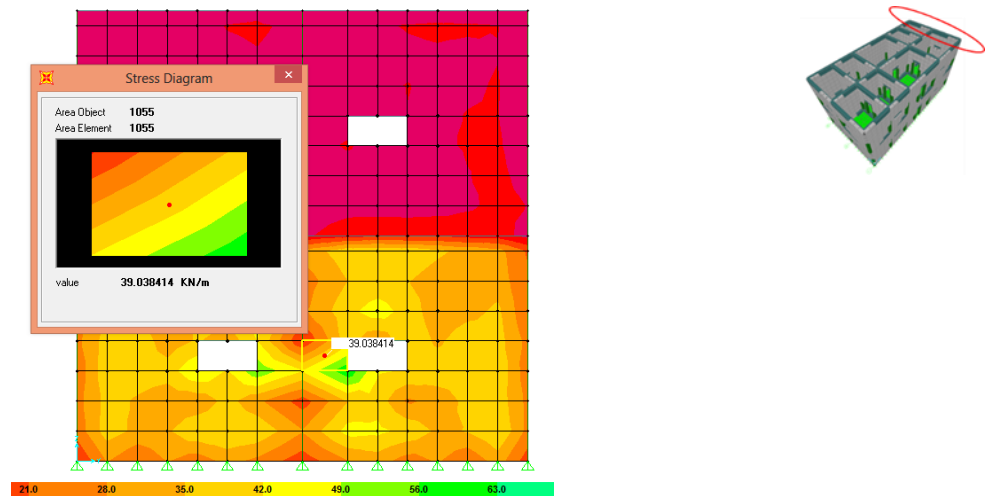


Figura 4-17. Corte atuante (F12) no plano YZ, para a Comb 7.

Na Tabela 4-11 se resume os resultados obtidos no programa e que foram anteriormente indicada nas imagens. Sendo que estes valores pertencem à força resultante (F12), pelo que cada um deles será dividido pela espessura da parede (sendo para este caso 0,20 metros) para obtermos o valor de corte em kN/m^2 . Podemos observar que nenhum dos valores ao corte atuante obtidos pelo modelo em elementos finitos ultrapassa o corte resistente resultante do Método Simplificado (Tabela 4-5). Assim mesmo pode validar-se o facto das cargas sísmicas serem mais condicionantes na estrutura do caso 4, pois analisando os resultados das combinações observa-se que para a Comb2 valores inferiores em relação as Comb 3 e Comb 7.

Tabela 4-11. Resumo dos valores de corte atuante obtidos para o caso 4.

Plano	Componente	Combinação	v (kN/m^2)
YZ	F12	2	8,00
		3	88,35
		7	195,45

Cálculo da força basal V_u pelo Método Simplificado.

Os valores obtidos da força basal para cada caso foram calculados pelas equações (3) e (5) correspondente às equações indicadas pelo EC8 e pela Seismic Design Guide For Low-Rise Confined

Masonry Buildings respetivamente. Nas Tabelas 4-12 e 4-13 apresentam-se os resultados para cada uma das equações adotadas:

Tabela 4-12. Corte basal pelo o EC 8.

Caso de estudo	T1 (s)	Sd (T1)	m (kN)	λ	Vu (kN)
1	0,1140	0,0446	831,612	1	37,090
2	0,1917	0,0446	1.396,370	1	62,278
3	0,1140	0,4459	814,400	1	375,180
4	0,1917	0,4459	1.809,517	1	806,864

Tabela 4-13. Corte basal pela Seismic Design Guide For Low-Rise Confined Masonry Buildings.

Caso de estudo	c	Ap (m2)	n	w (kN/m ²)	Vu (kN)
1	0,029	72	1	11,55	24,725
2	0,029		2	11,68	50,006
3	0,297		1	11,69	250,245
4	0,297		2	14,57	623,792

Validação do esforço basal Vu pelo modelo de elementos finitos.

Pode observar-se nas Figuras 4-22 e 4-23 os valores do esforço basal para cada modelo, considerando apenas os casos no que o sismo atua em cheio em ambas as direções (SX e SY). Assim mostram-se os seguintes resultados os quais podem validar-se, pois ao serem comparados com os resultados das tabelas (números) anteriormente indicadas, estes encontram-se dentro destes limites:

CASO 1

	B	C	D	E
1	Reactions			
2	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
3	Text	Text	KN	KN
4	LinRespSpec	Max	27.23	0.798
5	LinRespSpec	Max	0.798	29.346
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				

CASO 2

	A	B	C	D	E
1	TABLE: Base Reactions				
2	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
3	Text	Text	Text	KN	KN
4	SX	LinRespSpec	Max	60.2	1.248
5	SY	LinRespSpec	Max	1.248	65.869
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

Figura 4-18. Corte basal gerado pelo programa de elementos finitos.

CASO 3

	A	B	C	D	E
1	TABLE: Base Reactions				
2	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
3	Text	Text	Text	KN	KN
4	SX	LinRespSpec	Max	278.454	9.274E-05
5	SY	LinRespSpec	Max	0.000165	295.755
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

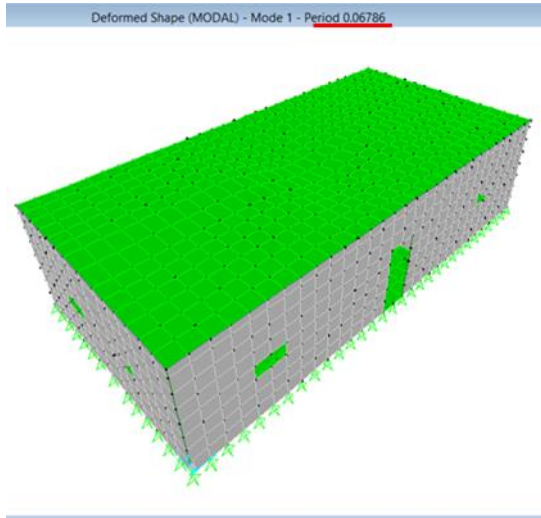
CASO 4

	A	B	C	D	E
1	TABLE: Base Reactions				
2	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
3	Text	Text	Text	KN	KN
4	SX	LinRespSpec	Max	865.116	4.533
5	SY	LinRespSpec	Max	4.533	898.878
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

Figura 4-19. Corte basal gerado pelo programa de elementos finitos.

Por outro lado verificou-se de uma forma mais específica o verdadeiro valor do período fundamental de vibração T1 para cada caso de estudo. Na Tabela 4-12 indicam-se os valores de T1 obtidos pela equação (18). Nas Figuras 4-24 e 4-25 mostram-se os valores de T1 em segundos, dado pelos modelos de elementos finitos para cada caso de estudo:

CASO 1



CASO 2

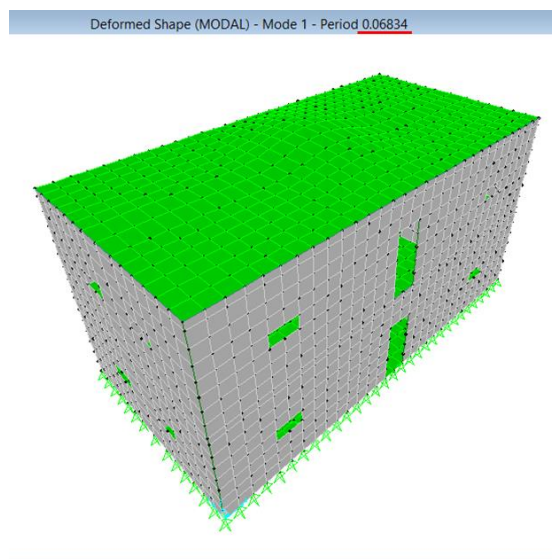
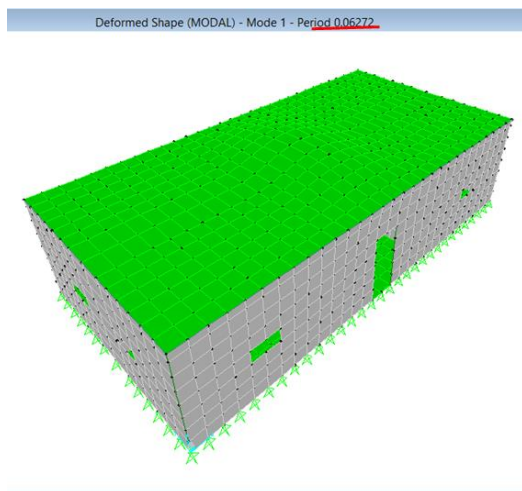


Figura 4-20. Valor de período fundamental pelo programa de elementos finitos.

CASO 3



CASO 4

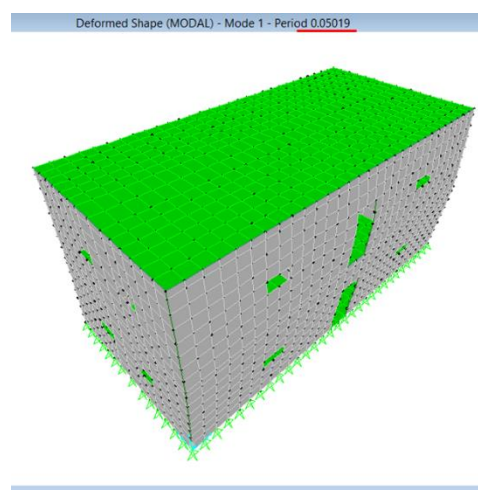


Figura 4-21. Valor do período fundamental pelo programa de elementos finitos.

5

PROPOSTA

5.1. PROPOSTA PARA UMA ZONA DE BAIXA SISMICIDADE EM PORTUGAL

Edifício de 1 e 2 níveis.

Passo 1. Garantir o cumprimento das seguintes exigências quanto à estruturação:

- ✓ Continuidade vertical.
- ✓ Regularidade em planta (onde (comprimento/largura) < 2 e que nenhuma das dimensões em planta seja maior a 30 metros, ainda a relação altura/menor dimensão em planta $< 1,5$).
- ✓ Simetria.
- ✓ Colocação das paredes nas direções ortogonais em planta.
- ✓ Entrepisos e tectos devem ser diafragmas rígidos com mínimo 0,10 metros de espessura.
- ✓ Altura máxima do piso deverá ser máximo 3 metros.
- ✓ Fundação adotado segundo as características do terreno.

Passo 2. Materiais de construção a utilizar:

- ✓ Bloco de alvenaria furado em betão ($f_p' \geq 5$ MPa)
- ✓ Argamassa tipo I ($f_j' \geq 12,5$ MPa)
- ✓ Betão C30/37
- ✓ Armadura A500 NR

Passo 3. Dimensões das seções transversais dos elementos da alvenaria confinada:

- ✓ Paredes de alvenaria com largura mínima de 0,15 metros
- ✓ Pilares quadrados com a mesma largura da parede de alvenaria
- ✓ Vigas com a base a coincidir com a largura da parede de alvenaria

Passo 4. Cálculo do índice de densidade de paredes de alvenaria confinada que resistem à ação sísmica pela equação (1). Deve ser feita a seguinte verificação (Tabela 2-6):

$$d \geq d_{min} = 1,0 \text{ (para 1 nível com solo tipo A,B ou C)}$$

$$d \geq d_{min} = 1,5 \text{ (para 2 níveis com solo tipo A,B ou C)}$$

Passo 5. Verificação da segurança sísmica:

Calcular a máxima resistência ao corte da alvenaria “v” e a tensão instalada “ σ ” na parede pelas equações (9) e (11) respetivamente, estas deverão verificar a condição dada pela equação (10) onde $v_m=0,35$ MPa (Tabela 2-5).

Calcular a densidade mínima de paredes de alvenaria pela equação (12), o fator de segurança para esta verificação é dado pelo quociente entre o fator de majoração de carga $F_C= 1,1$ e o fator de redução de resistência $F_R= 0,7$. Para validar a verificação deve garantir-se que este valor não supere o índice de densidade mínima calculado pela equação (1) no passo 4.

Passo 6. Verificação da segurança às cargas gravíticas:

Calcular a resistência a compressão das paredes de alvenaria pela equação (17), onde o fator de minoração de resistência é $F_E=0,7$ para diafragmas rígidos e a resistência a compressão baseada no tipo de argamassa e bloco de alvenaria utilizado é $f'm=2$ MPa, nesta equação adicionam-se 0,4 MPa os quais consideram a contribuição dos pilares à resistência à compressão das cargas gravíticas.

Calcular a densidade de paredes que deve resistir às cargas gravíticas pela equação (16), o fator de segurança para esta verificação é dado pelo quociente entre o fator de majoração de carga $F_C= 1,4$ e o fator de redução de resistência $F_R= 0,6$. O valor resultante deve ser menor o valor de índice de densidade calculado no passo 4.

Passo 7. Considerações adicionais importantes:

- ✓ Elementos verticais de confinamento (pilares) devem estar localizados em todos os extremos das paredes, nas interseções de paredes e em todas as aberturas de portas e janelas. Em zonas de baixa a média sismicidade devem estar separados por um vão máximo de 6 metros. A armadura mínima longitudinal é de 4 ϕ 8 (2,01 cm²). A armadura transversal deve ter um diâmetro mínimo de 6 mm, com um feche de estribos de 135° e uma separação entre eles de 20 cm em zonas não confinadas e 10 cm em zonas confinadas (zona superior e inferior do pilar).
- ✓ Elementos horizontais de confinamento (vigas) devem estar localizadas nas zonas inferiores e superiores das paredes de alvenaria, nos pisos intermédios e como confinamento de portas e

janelas. A distância máxima vertical entre elas deverá ser 25 vezes a espessura da parede. A armadura longitudinal mínima é de 4 $\phi 8$ (2,01 cm²). A armadura transversal é feita da mesma forma que para os pilares.

- ✓ As aberturas devem ser confinadas se estas forem maiores ao 10% da área da parede. No caso de elas serem menores ao 10%, estas podem ser ignoradas no cálculo da resistência se estão localizadas fora da diagonal da parede, caso contrário deve descontar-se a sua área no cálculo.
- ✓ Para garantir um comportamento monolítico da parede de alvenaria confinada, deve-se construir com a sequência correta (parede de alvenaria um piso de cada vez, seguido dos pilares e finalmente coloca-se a armadura da viga e betona-se as vigas e lajes em conjunto). Assim mesmo recomenda-se a colocação de conetores de corte com um diâmetro mínimo de 6 mm e $f_y = 490$ MPa entre as paredes de alvenaria e os pilares espaçados a cada 40 cm e embebida na parede pelo menos 50 cm. Assim mesmo recomenda-se o acabamento da parede de alvenaria em dentado junto ao pilar.

5.2. PROPOSTA PARA UMA ZONA DE ALTA SISMICIDADE EM PORTUGAL

Edifício de 1 e 2 níveis.

Passo 1. Garantir o cumprimento das seguintes exigências quanto à estruturação:

- ✓ Continuidade vertical.
- ✓ Regularidade em planta (onde (comprimento/largura) < 2 e que nenhuma das dimensões em planta seja maior a 30 metros, ainda a relação altura/menor dimensão em planta $< 1,5$).
- ✓ Simetria.
- ✓ Colocação das paredes nas direções ortogonais em planta.
- ✓ Entrepisos e tetos devem ser diafragmas rígidos com mínimo 0,10 metros de espessura.
- ✓ Altura máxima do piso deverá ser máximo 3 metros.
- ✓ Fundação adotado segundo as características do terreno.

Passo 2. Materiais de construção a utilizar:

- ✓ Bloco de alvenaria furado em betão ($f_p' \geq 5$ MPa).
- ✓ Argamassa tipo I ($f_j' \geq 12,5$ MPa).
- ✓ Betão C30/37.
- ✓ Armadura A500 NR.

Passo 3. Dimensões das seções transversais dos elementos da alvenaria confinada:

- ✓ Paredes de alvenaria com largura mínima de 0,15 metros (para 1 nível) e com largura mínima de 0,20 metros (para 2 níveis).
- ✓ Pilares quadrados com a mesma largura da parede de alvenaria.
- ✓ Vigas com a base a coincidir com a largura da parede de alvenaria.

Passo 4. Cálculo do índice de densidade de paredes de alvenaria confinada que resistem à ação sísmica pela equação (1). Deve ser feita a seguinte verificação (Tabela 2-6):

$$d \geq d_{min} = 2,0 \text{ (para 1 nível com solo tipo A)}$$

$$d \geq d_{min} = 3,5 \text{ (para 1 nível com solo tipo B ou C)}$$

$$d \geq d_{min} = 4,0 \text{ (para 2 níveis com solo tipo A)}$$

$$d \geq d_{min} = 6,5 \text{ (para 2 níveis com solo tipo B ou C)}$$

Passo 5. Verificação da segurança sísmica:

Calcular a máxima resistência ao corte da alvenaria “v” e a tensão instalada na parede “σ” pelas equações (9) e (11) respetivamente, estas deverão verificar a condição dada pela equação (10) onde $v_m=0,35$ MPa (Tabela 2-5).

Calcular a densidade mínima de paredes de alvenaria pela equação (12), o fator de segurança para esta verificação é dado pelo quociente entre o fator de majoração de carga $F_C= 1,1$ e o fator de redução de resistência $F_R= 0,7$. Para validar a verificação deve garantir-se que este valor não supere o índice de densidade mínima calculado pela equação (1) no passo 4.

Passo 6. Verificação da segurança às cargas gravíticas:

Calcular a resistência a compressão das paredes de alvenaria pela equação (17), onde o fator de minoração de resistência é $F_E=0,7$ para diafragmas rígidos e a resistência a compressão baseada no tipo de argamassa e bloco de alvenaria utilizado é $f'm = 2$ MPa, nesta equação adicionam-se 0,4 MPa os quais consideram a contribuição dos pilares à resistência à compressão das cargas gravíticas.

Calcular a densidade de muros que deve resistir às cargas gravíticas pela equação (16), o fator de segurança para esta verificação é dado pelo quociente entre o fator de majoração de carga $F_C = 1,4$ e o fator de redução de resistência $F_R = 0,6$. O valor resultante deve ser menor o valor de índice de densidade calculado no passo 4.

Passo 7. Considerações adicionais importantes:

- ✓ Elementos verticais de confinamento (pilares) devem estar localizados em todos os extremos das paredes, nas interseções de paredes e em todas as aberturas de portas e janelas. Em zonas de baixa a média sismicidade devem estar separados por um vão máximo de 6 metros. A armadura mínima longitudinal é de 4φ8 (2,01 cm²). A armadura transversal deve ter um

diâmetro mínimo de 6 mm, com um feche de estribos de 135° e uma separação entre eles de 20 cm em zonas não confinadas e 10 cm em zonas confinadas (zona superior e inferior do pilar).

- ✓ Elementos horizontais de confinamento (vigas) devem estar localizadas nas zonas inferiores e superiores das paredes de alvenaria, nos pisos intermédios e como confinamento de portas e janelas. A distância máxima vertical entre elas deverá ser 25 vezes a espessura da parede. A armadura longitudinal mínima é de 4 $\phi 8$ (2,01 cm²). A armadura transversal é feita da mesma forma que para os pilares.
- ✓ As aberturas devem ser confinadas se estas forem maiores ao 10% da área da parede. No caso de elas serem menores ao 10%, estas podem ser ignoradas no cálculo da resistência se estão localizadas fora da diagonal da parede, caso contrário deve descontar-se a sua área no cálculo.
- ✓ Para garantir um comportamento monolítico da parede de alvenaria confinada, se deve construir com a sequência correta (parede de alvenaria um piso de cada vez, seguido dos pilares e finalmente coloca-se a armadura da viga e betona-se as vigas e lajes em conjunto). Assim mesmo recomenda-se a colocação de conetores de corte com um diâmetro mínimo de 6 mm e $f_y = 490$ MPa entre as paredes de alvenaria e os pilares espaçados a cada 40 cm e embebida na parede pelo menos 50 cm. Assim mesmo recomenda-se o acabamento da parede de alvenaria em dentado junto ao pilar.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

A alvenaria confinada é de facto um sistema construtivo com viabilidade de aplicação em qualquer zona sísmica e não sísmica de Portugal, pois nesta dissertação estudaram-se ambos extremos de níveis de sismicidade (baixo e alto), para o arquipélago da Madeira e Açores respetivamente.

Conseguiu-se validar o uso do sistema construtivo em ambas as zonas estudadas com o uso do dimensionamento segundo as diretrizes oferecidas pela “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS”, as características sísmicas para cada região segundo as exigências do Eurocódigo 8 e com materiais (unidade de alvenaria, argamassa, betão e aço) disponíveis e de uso comum em Portugal.

Segundo os resultados obtidos para os casos 1 e 2 no arquipélago da Madeira, podemos concluir, que em zonas de baixa sismicidade os esforços gravíticos são mais condicionantes que os esforços laterais sísmicos, pelo que o dimensionamento de índice de densidade de muros para zonas com características similares a esta, deverá ser feita pensando nos esforços gerados pelo peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes e sobrecargas.

No caso 3 (estrutura de 1 nível em Açores), segundo os resultados obtidos para uma planta com as mesmas condições dos casos anteriores, os esforços gerados pela força sísmica são mais condicionantes para o dimensionamento de estruturas de alvenaria confinada que os esforços gravíticos, pelo que para

zonas onde o nível sísmico seja caracterizado como “alto”, os muros devem no mínimo resistir a estas cargas laterais.

No entanto, para o caso 4 houve a necessidade de alterar as condições geométricas seguindo ainda as diretrizes sugeridas pela “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS”, para conseguir validar o sistema construtivo no modelo de elementos finitos, permitindo assim concluir que em zonas de alta sismicidade, estruturas de dois níveis devem no mínimo ser construídas com muros de 0,20 m de espessura os quais resistem aos esforços condicionantes para esta zona (esforços laterais sísmicos).

Com a aplicação do software de modelo de elementos finitos SAP 2000, conseguiu-se validar o uso de alvenaria confinada com características sísmicas da zona, dadas pelo EC 8, com o dimensionamento segundo as diretrizes da “SEISMIC DESIGN GUIDE FOR LOW-RISE CONFINED MASONRY BUILDINGS” e com os materiais adquiridos em Portugal, pelo que se pode definir este sistema construtivo em zonas sísmicas de Portugal como uma construção possível.

6.2. CONTRIBUIÇÕES QUE APORTA O TEMA DESENVOLVIDO

O presente estudo permite abrir horizontes para a aplicação de novas técnicas de construção em Portugal, que consigam contribuir com o objetivo principal de toda construção, “CONSTRUIR COM QUALIDADE”, dando importância em especial ao binómio SEGURANÇA-ECONOMIA.

A consideração do dimensionamento cuidadoso da alvenaria confinada é de facto um aspeto importante para cumprir com o objetivo anteriormente mencionado. É uma realidade que nos dias de hoje no nosso país se ignora a resistência que as paredes de alvenaria proporcionam a qualquer estrutura, no entanto neste estudo provou-se a aplicação deste sistema construtivo em zonas de alta sismicidade em Portugal como exequível, pelo que se sugere que se comece a dimensionar as estruturas considerando o dimensionamento da alvenaria como uma solução na redução de custos da obra sem perda de segurança ao sismo.

6.3. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta dissertação aborda pontos muito importantes que podem servir de base para a continuação da investigação em este tema. Assim surgiram algumas recomendações de trabalhos futuros que poderão ser de interesse para iniciar novas dissertações, entre elas tem-se:

- Analisar o comportamento de estruturas de alvenaria confinada em mais de dois níveis.
- Considerar todos os tipos de solo existentes para a análise de estruturas de alvenaria confinada em zonas sísmicas de Portugal.
- Estudar estruturas de alvenaria confinada com a aplicação de outro tipo de unidade de alvenaria diferente a blocos de betão furado.
- Analisar o sistema de fundação de estruturas de alvenaria confinada, para ver a importância da interação solo-estrutura.
- Estudar de uma forma mais profunda a influência do uso de conectores entre os elementos de confinamento e as paredes de alvenaria no comportamento da estrutura.
- Dimensionar estruturas de alvenaria confinada destinadas a diferentes tipos de uso (oficinas, escolas, comércio, entre outros).
- Aplicar ensaios práticos de laboratório que permitam validar de uma forma mais real os modelos estudados.
- Comparar em termos económicos estruturas de alvenaria confinada versus estruturas de betão armado de uso comum em Portugal.

REFERÊNCIAS

- NP EN 1996-1-1, Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios. Regras para alvenaria armada e não armada. (2000).
- NP EN 1977-1, Eurocódigo 7- Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais (2010a).
- NP EN 1992-1-1, Eurocódigo 2- Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificações (2010b).
- NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. (2010c).
- Acosta, Domingo, Vivas, Christian, Castilla, Enrique, & Fernández, Norberto. (2005). Sistema de muros de mampostería estructural confinada con perfiles de acero para la vivienda de bajo costo. *Tecnología y Construcción*, 21, 055-081.
- Arias, Fidias. (2006). *El proyecto de investigación: Introducción a la metodología científica.*, Caracas-Venezuela.
- Braga, Alfredo M. G. S., & Estêvão, João M. C. (2007). *Estudo da viabilidade da construção em alvenaria confinada no algarve*. Paper presented at the 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, Faro- Portugal.
- Brito, Jorge de. (2011). Fundações Directas Correntes, Tecnologia de Contensões e Fundações. IST.
- Castilla, Enrique, & Marinilli, Angelo. (2003). Experiencias recientes en Mampostería confinada de bloques de concreto. *IMME*, 41, 28-39.
- de SOUSA, Hipólito. (2002). Alvenarias em Portugal situação actual e perspectivas futuras.
- França, Paulo. (2001). Dimensionamento Estrutural Volume 3, Apontamentos Complementares. UMa.
- Gouveia, João P., Lourenço, Paulo B., & Vasconcelos, Graça. (2007). *Soluções construtivas em alvenaria*. Paper presented at the Congresso Construção 2007- 3º Congresso Nacional, Coimbra, Portugal.
- Hernández, Roberto, Fernández, Carlos, & Baptista, Pilar. (2006). *Metodología de la Investigación*. México.
- Hurtado de Barrera, J. (2000). *Metodología de Investigación Holística*. Caracas- Venezuela.
- Juste, Andrea Elizabeth. (2001). *Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão*. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Marinilli, Angelo L, & Castilla, Enrique. (2007). Evaluación sismoresistente de muros de mampostería confinada con dos o más machones. *Boletín técnico IMME*, 45(2), 58-73.
- Meli, Roberto, & Brzev, Svetlana. (2011). Seismic desing guide for low-rise confined masonry buildings (R. M. Solutions, Trans.): Confined Masonry Network. A project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE.
- Ocampo, Marulanda Francisco Javier. (2012). *Modelación con elementos finitos de muros de mampostería estructural ortogonales*. (Magíster en Ingeniería-Estructuras), Universidad Nacional de Colombia, Colombia, Bogotá.
- Silva, Fernando Artur Nogueira. (2006). *Contribuição ao entendimento do comportamento estrutural de paredes de contraventamento de alvenaria não armada dotadas de aberturas submetidas a acarregamento lateral*. (Doutorado), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, Brasil.
- Sosa, Antonella. (2012). Informe de factibilidad de uso de malla electrosoldada en viviendas de mampostería confinada. Edo. Carabobo- Venezuela: SISMICA, consultoria y proyectos.
- Torres Rodríguez, Joselyn Augusto. (2009). *Comportamiento de muros de Mampostería con elementos de borde confinados con platinas en el mortero de pega/Behavior of masonry walls built with boundary elements confined whit steel welded pieces in the mortar join*. Universidad Nacional de Colombia.

- Varum, Humberto, & Rodrigues, Hugo. (2013). Influencia de las paredes de mampostería de relleno en la respuesta sísmica de estructuras de edificios. *Sísmica Magazine*, 20-21.
- Varum, Humberto, Rodrigues, Hugo, Vicente, Romeu, & Costa, Anibal. (2011). A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios. *Paredes divisórias: Passado, presente e futuro*.
- Villamediana, Monica Puglisi. (2005). *"Modelo del comportamiento de la mampostería confinada basado en la teoría del daño"*. (Doctorado en Ciencias Aplicadas), Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.

ANEXO

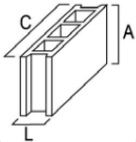
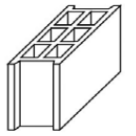
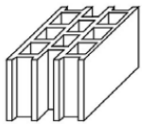
BLOCO BETÃO e BLOCO LECA**FICHA TÉCNICA**


SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS EM BETÃO
DESCRIÇÃO DO PRODUTO:

Bloco executado em betão normal e em betão leve de agregados de argila expandida.

Adapta-se a todos os tipos de construção e apresenta geometria tradicional.

**CARACTERÍSTICAS: GEOMÉTRICAS, MECÂNICAS E FÍSICAS**

MODELO	CÓDIGO	DIMENSÕES (mm)	PESO (*)	CONSUMO	PESO TOTAL	PESO TOTAL C/ REBOCO (**)	RESIST. À COMPRES (L1)	REACÇÃO AO FOGO
		C - A - L	kg/Un	Un/m ²	kg/m ²	kg/m ²	N/mm ²	Euroclasse
	Betão	BBE 10	9,7	10,0	97	173	≥ 7,5	A1
	Arg. Exp.	BLE 10	6,5		65	141	≥ 7,4	
	Betão	BBE 15	16,5		165	241	≥ 8,1	
	Arg. Exp.	BLE 15	9,0		90	166	≥ 3,1	
	Betão	BBE 20	19,5		195	271	≥ 5,4	
	Arg. Exp.	BLE 20	11,5		115	191	≥ 4,4	
	Betão	BBE 25	25,0		250	326	≥ 7,0	
	Arg. Exp.	BLE 25	12,0		120	196	≥ 4,4	
	Betão	BBE 28	26,0		260	336	≥ 8,6	
	Arg. Exp.	BLE 28	13,0		130	206	≥ 5,6	

(*) Os pesos são médios e admitem uma variação de ±5%

(**) Inclui 2 cm de reboco por face

(L1) Lab, Artebel

Produto com marcação

 EN NP 771-3

VANTAGENS:

- Resistência mecânica elevada
- Simplicidade na aplicação
- Estabilidade dimensional
- Verticalidade e planimetria de superfícies

A informação constante do presente documento exprime o nosso conhecimento actual, podendo ser alterada sem prévio aviso.

Sede/Fábrica 1 - Meirinhas de Cima - Pombal 3105-219 - MEIRINHAS - PBL Tel. 236 949 180 - Fax 236 949 189 - E-mail: comercial@artebel.pt
 Fábrica 2 - Venda da Cruz - Pombal 3100-300 - PELARIGA - PBL Tel. 236 211 742 - Fax 236 219 692 - www.artebel.pt

Sociedade Anónima - Capital Social 750.000 - NIF 500 688 281

BLOCO BETÃO e BLOCO LECA

FICHA TÉCNICA



UTILIZAÇÕES:

Destinado à execução de paredes simples e duplas, exteriores ou interiores, de edifícios industriais, zonas comerciais, naves, caves, armazéns e muros.

RECOMENDAÇÕES/FASES PARA A APLICAÇÃO:

O bloco deverá apresentar-se limpo e livre de gorduras.

O assentamento deverá ser realizado contrafiado, com o cuidado de deixar as duas faces da parede regulares. O bloco é assente com argamassa nas juntas, com espessura entre 10 a 15 mm, preferencialmente com argamassa pré-doseada, ou em alternativa com uma argamassa bastarda, com um traço volumétrico aproximado de (1; ½; 8), (cimento; cal hidráulica; areia).

Caso as condições atmosféricas se encontrem com humidade reduzida, os blocos deverão ser humedecidos. A abertura dos roços, deverá ser efectuada de preferência com abre-roços eléctrico, reduzindo ao mínimo as dimensões e o nº de septos afectados.

A informação constante do presente documento exprime o nosso conhecimento actual, podendo ser alterada sem prévio aviso.

Sede/Fábrica 1 - Meirinhas de Cima - Pombal 3105-219 - MEIRINHAS - PBL Tel. 236 949 180 - Fax 236 949 189 - E-mail: comercial@artebel.pt
Fábrica 2 - Venda da Cruz - Pombal 3100-300 - PELARIGA - PBL Tel. 236 211 742 - Fax 236 219 692 - www.artebel.pt

Sociedade Anónima - Capital Social 750.000 - NIF 500 688 281

FT - BLOCO BETÃO e BLOCO LECA • Última Actualização: 09-12-23 • Página 2 de 2