

José Carlos da Conceição Oliveira

Licenciado em Engenharia Civil



# **Soluções de reforço utilizadas na reparação/reabilitação da construção tradicional açoriana**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia de Civil (Estruturas)

Orientador: Corneliu Cismasiu, Prof.º Associado, FCT-UNL

Júri:

Presidente: António Manuel Pinho Ramos, Prof.º Auxiliar, FCT-UNL  
Arguente: Fernando Farinha da Silva Pinho, Prof.º Auxiliar, FCT-UNL  
Vogal: Corneliu Cismasiu, Prof.º Associado, FCT-UNL



**Setembro de 2012**



Relatório nos termos do despacho nº 20/2010 para obtenção do grau de Mestre por licenciados pré-Bolonha, Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas), de José Carlos da Conceição Oliveira, da Faculdade de Ciências e Tecnologia.

"Copyright" José Carlos da Conceição Oliveira, FCT/UNL e UNL

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



## **AGRADECIMENTOS**

Quero deixar o meu mais profundo reconhecimento a todos os que me auxiliaram na realização desta dissertação, pela sua disponibilidade, dedicação e compreensão, fundamentais para os resultados conseguidos.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Corneliu Cismasiu, pelo apoio e esclarecimentos prestados.

Ao Eng<sup>o</sup> Pedro Medeiros, meu colega no LREC, primeiro pela amizade e incentivo à apresentação da candidatura e depois pelo apoio, esclarecimentos e disponibilidade permanente para tornar possível entregar esta dissertação dentro do prazo.

À Dra. Ana Malheiro e ao Dr. Paulo Amaral, também meus colegas no LREC, pela amizade, incentivo e apoio.

Ao meu amigo, Eng<sup>o</sup> Fernando Sanchez, pelo incentivo e apoio nas formalidades administrativas junto da Universidade Nova de Lisboa.

Aos Srs. Jorge Macedo (ilha do Faial) e Carlos Costa (ilha Terceira), pelo apoio prestado nas ilhas onde residem e trabalham.

À minha filha, à minha neta e à minha sogra pela ajuda, apoio e companhia.

À minha esposa pelo amor e compreensão.



# SOLUÇÕES DE REFORÇO UTILIZADAS NA REPARAÇÃO/REABILITAÇÃO DA CONSTRUÇÃO TRADICIONAL AÇORIANA

## RESUMO

Devido ao seu enquadramento geoestrutural na junção tripla de três placas litosféricas, o Arquipélago dos Açores apresenta uma importante atividade vulcânica e uma notável sismicidade permanente, que ao longo dos séculos tem-se traduzido em frequentes crises sísmicas, por vezes com a ocorrência de eventos de elevada magnitude.

Os sismos mais recentes, na ilha Terceira em 1980 e nas ilhas do Faial e Pico em 1998, além das mortes provocadas, originaram uma destruição significativa em infraestruturas e construções tradicionais açorianas, principalmente no parque habitacional e no património religioso.

As construções tradicionais, normalmente com um ou dois pisos, possuem paredes de alvenaria de pedra basáltica de duas folhas, com juntas argamassadas, ou não, e pavimentos e coberturas em madeira.

Na reparação/reabilitação destas construções pós-sismo utilizaram-se técnicas de reforço estrutural que têm sido avaliadas, principalmente depois do sismo de 1998, através de ensaios desenvolvidos em laboratório e *in situ*.

A intervenção nas construções tradicionais não afetadas pelos sismos deve-se, também, à tomada de consciência social, técnica e económica que estas construções carecem de reforço estrutural para correção de anomalias de conceção, manutenção, construtivas e até de intervenções mal concebidas ou executadas, sendo evidente que após o sismo de 1998 existe uma maior preocupação com os aspetos técnicos de reforço nas obras realizadas em construções tradicionais, quer sejam habitacionais, religiosas ou pontes.

Neste documento pretende-se abordar: 1) a construção tradicional açoriana que, de acordo com os últimos censos, estima-se que represente mais de 50% dos edifícios açorianos; 2) as anomalias provocadas pelos sismos de 1980 e 1998; 3) as soluções de reforço sísmico implementadas na reparação/reabilitação; e 4) a apresentação e análise dos ensaios laboratoriais e *in situ* já desenvolvidos.

Palavras chave: Construção tradicional; Paredes de alvenaria de pedra; Reparação, Reabilitação, Reforço; Açores.



## RETROFITTING SOLUTIONS USED IN REPAIR / REHABILITATION OF TRADITIONAL CONSTRUCTION AZOREAN

### ABSTRACT

Due to its geostructural settings at the triple junction of three lithospheric plates, the Azores Archipelago presents an important volcanic activity and a notable permanent seismicity, traduced by frequent seismic crises over the centuries, some of them with high magnitude.

The most recent earthquakes, in 1980 on Terceira island and in 1998 on Faial and Pico islands, in addition to the casualties, caused a significant destruction in infrastructures and in the traditional Azorean buildings, especially on residential buildings and religious heritage.

The traditional buildings, usually composed by one or two storeys, are constructed by basalt stone masonry with two sheets. The joints of the masonry are filled or not with cement. Floors and roofs are constituted by wooden.

The techniques used in the post earthquake retrofit/rehabilitation of these buildings have been evaluated, especially after the 1998 earthquake, using laboratory and *in situ* experimental tests.

The strengthening of the traditional building that have not yet been affected by earthquakes was initiated due to social, technical and economic conscience that aware that structural reinforcement is necessary to correct anomalies of designing, maintaining, and even constructive interventions poorly conceived or executed. This fact is clearly evident as after the 1998 earthquake, there is a greater concern on the technical aspects of the strengthening works carried out in the traditional buildings, namely residential, religious and bridges.

This document intends to approach: 1) the traditional Azores construction that, according to the latest census records, it is estimated to represent over 50% of the Azorean buildings; 2) the structural anomalies caused by the earthquakes of 1980 and 1998; 3) the seismic reinforcement solutions implemented in the retrofit/rehabilitation; and 4) the presentation and analysis of the developed *in situ* and laboratory tests.

Keywords: Traditional building; Unreinforced masonry (URM); Retrofit; Rehabilitation; Repair; Azores.



# ÍNDICE DO TEXTO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1	ÂMBITO .....	1
1.2	OBJETIVOS.....	5
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	5
<b>2</b>	<b>ENQUADRAMENTO GERAL</b> .....	<b>7</b>
2.1	ENQUADRAMENTO GEOESTRUTURAL.....	7
2.2	ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E TECTÓNICO .....	8
2.3	ATIVIDADE SÍSMICA.....	9
2.4	ATIVIDADE VULCÂNICA.....	10
2.5	POPULAÇÃO E EDIFÍCIOS AÇORIANOS .....	11
2.6	CONSTRUÇÃO TRADICIONAL AÇORIANA .....	12
2.7	VULNERABILIDADE SÍSMICA.....	24
2.8	PRINCIPAIS SISMOS OCORRIDOS NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES .....	28
2.9	RESUMO HISTÓRICO DA REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA.....	30
2.10	EUROCÓDIGO 8, PARTE 1.....	34
2.11	EUROCÓDIGO 8, PARTE 3.....	43
<b>3</b>	<b>SOLUÇÕES DE REFORÇO</b> .....	<b>49</b>
3.1	EFEITOS DOS SISMOS SOBRE AS CONSTRUÇÕES.....	49
3.2	DANOS OBSERVADOS NAS CONSTRUÇÕES TRADICIONAIS APÓS O SISMO DE 1980 .....	59
3.3	DANOS OBSERVADOS NAS CONSTRUÇÕES TRADICIONAIS APÓS O SISMO DE 1998 .....	64
3.4	ANÁLISE COMPARATIVA DOS DANOS OBSERVADOS NOS DOIS SISMOS.....	69
3.5	DOCUMENTAÇÃO TÉCNICA DE APOIO À RECONSTRUÇÃO DO SISMO DE 1980.....	70
3.6	DOCUMENTAÇÃO TÉCNICA DE APOIO À RECONSTRUÇÃO APÓS O SISMO DE 1998 .....	78
3.7	TÉCNICAS DE REFORÇO NO SISMO DE 1980.....	87
3.8	TÉCNICAS DE REFORÇO UTILIZADAS APÓS O SISMO DE 1998 .....	91
3.9	UMA METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE REFORÇO APÓS O SISMO DE 1998 ..	100
3.10	ANÁLISE DAS TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO NA CONSTRUÇÃO TRADICIONAL AÇORIANA .....	103
<b>4</b>	<b>ENSAIOS LABORATORIAIS E <i>IN SITU</i> DE PAREDES DE ALVENARIA TRADICIONAL AÇORIANA</b> .....	<b>111</b>
4.1	ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO DE ALVENARIAS TRADICIONAIS.....	112
4.2	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA.....	115
4.3	ENSAIO, NO PLANO, DE UMA PAREDE DE ALVENARIA TRADICIONAL .....	117
4.4	ENSAIO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NO LREC.....	121
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b> .....	<b>153</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	153

5.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	155
<b>6</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>157</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>161</b>
ANEXO 1	- PRINCIPAIS SISMOS OCORRIDOS NOS AÇORES .....	161
ANEXO 2	- ESCALA MACROSÍSMICA EUROPEIA DE 1998 .....	162
ANEXO 3	- PORMENORES CONSTRUTIVOS.....	164
ANEXO 4	- ENVOLVENTES DE COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PROVETES SUBMETIDOS A ENSAIOS BIAXIAIS NO PLANO.....	170
ANEXO 5	- CURRICULUM VITAE .....	175

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Freguesia dos Espalhafatos, ilha do Faial, após o sismo de 1998. ....	1
Figura 1.2 - Casa tradicional açoriana em zona urbana. ....	3
Figura 1.3 - Casas tradicionais açorianas em zona rural. ....	4
Figura 2.1 - Localização geográfica do Arquipélago dos Açores no Atlântico Norte .....	7
Figura 2.2 - Plataforma dos Açores, definida pela curva batimétrica dos 2000 metros .....	8
Figura 2.3 - Principais elementos morfotectónicos da região dos Açores. ....	9
Figura 2.4 - Carta epicentral dos eventos registados entre 1997 e 2009 .....	10
Figura 2.5 - Carta da atividade vulcânica histórica no Arquipélago dos Açores. ....	10
Figura 2.6 - Distribuição geográfica da população dos Açores por concelhos, de acordo com os dados do Serviço Regional de Estatística dos Açores. ....	11
Figura 2.7 - Distribuição geográfica dos edifícios dos Açores por concelhos, de acordo com os dados do Serviço Regional de Estatística dos Açores. ....	11
Figura 2.8 – Percentagem de tipos de construção no Faial e Pico. ....	15
Figura 2.9 – Irregularidade de planta de edifícios em quarteirão de malha retangular na cidade de Angra do Heroísmo. ....	16
Figura 2.10 – Fontes de irregularidades em altura. Edifício de habitação com eliminação de paredes de alvenaria em altura. ....	17
Figura 2.11 – Densidade de paredes-mestras de edifícios de alvenaria de pedra: a) com consideração da sua orientação (azul) e b) sem consideração da sua orientação (vermelho). ....	18
Figura 2.12– Edifícios de alvenaria inseridos em quarteirão. ....	19
Figura 2.13– Planta do centro histórico de Ponta Delgada .....	20
Figura 2.14 - Perspectiva esquemática de parede de alvenaria de dois panos com pedra escolhida. ....	22
Figura 2.15 – Representação esquemática de um cunhal com travamento rudimentar .....	24
Figura 2.16 - Colapso para fora do plano devido a ligações deficientes entre paredes ortogonais .....	27
Figura 2.17 - Colapso e padrão de danos devido ao deslizamento de paredes e/ ou à posição das aberturas e pavimentos. ....	27
Figura 2.18 – Mapa epicentral para sismos com $m \geq 3$ e sem réplicas. ....	28
Figura 2.19 – Análise das ocorrências, com quatro intervalos de magnitudes .....	29
Figura 2.20 – Sismo de 1980, registado num sismógrafo do Faial. ....	30
Figura 2.21 - Configuração do espetro de resposta elástico. ....	38
Figura 2.22 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação Sísmica Tipo 2) .....	39
Figura 3.1 – Representação esquemática de parede de alvenaria seca ou de ligante fraco com pedra irregular .....	50
Figura 3.2 – Representação esquemática do efeito dos ligadores na estabilização das alvenarias ]. ....	51

Figura 3.3 – Representação esquemática de parede isolada de boa alvenaria atuada por forças laterais .....	51
Figura 3.4 – Representação esquemática de danos: (a) para fora do plano da parede devidos a ação horizontal; (b) no plano da parede devido a ação horizontal .....	52
Figura 3.5 – Representação esquemática de duas paredes compridas travadas nos cunhais .....	53
Figura 3.6 - Representação esquemática do efeito de irregularidade em planta no comportamento sísmico de construções.....	55
Figura 3.7 - Representação esquemática do efeito de irregularidade em altura no comportamento sísmico de construções.....	55
Figura 3.8 – Representação esquemática de mecanismo de rotura para fora do plano da parede. ....	56
Figura 3.9 – Representação esquemática de mecanismo de derrubamento por flexão composta para fora do plano da parede.....	57
Figura 3.10 - Representação esquemática de mecanismos de colapso nos nembros, no plano da parede: (a) flexão composta; (b) deslizamento; (c) fendilhação diagonal .....	58
Figura 3.11 - Representação esquemática de mecanismo de deslizamento e consequente derrubamento no plano da parede .....	58
Figura 3.12 - Danos em construções tradicionais em área urbana e rural .....	61
Figura 3.13 – Exemplos de danos em edifícios de construção tradicional em zona rural.....	66
Figura 3.14 - Jardim de Infância da Escola de Salão. Colapso de paredes de alvenaria de pedra solta. ....	67
Figura 3.15 - Igreja de Nossa Senhora da Ajuda, Freguesia de Pedro Miguel. ....	68
Figura 3.16 – Igreja dos Flamengos. Fenda vertical na ligação entre as paredes norte da torre e sul da nave e ainda fendilhação diversa e queda de reboco. ....	69
Figura 3.17 – Representação esquemática de reconstrução de paredes de empena.....	72
Figura 3.18 - Representação esquemática de soluções para reforço de cunhais de alvenaria. ....	73
Figura 3.19 - Representação esquemática de reconstrução parcial de paredes de fachada em edifícios de dois pisos. ....	74
Figura 3.20 - Representação esquemática de reconstrução do pano superior de paredes de fachada de edifícios de três pisos.....	75
Figura 3.21 - Representação esquemática de reconstrução dos dois panos superiores de paredes de fachada em edifícios de três pisos.....	75
Figura 3.22 – Representação esquemática de deformação de paredes de alvenaria .....	79
Figura 3.23 – Representação esquemática de consolidação de paredes de alvenaria .....	80
Figura 3.24 - Representação esquemática de consolidação de estrutura da cobertura .....	80
Figura 3.25 - Representação esquemática de solidarização de pavimentos a paredes .....	81
Figura 3.26 - Representação esquemática de ligação cobertura/cinta de coroamento .....	82
Figura 3.27 - Representação esquemática da cinta de ligação entre a parede nova e a parede existente .....	83

Figura 3.28 - Representação esquemática de cinta de apoio de novos montantes ligada a parede alvenaria existente.....	83
Figura 3.29 - Representação esquemática de ligação de pavimento novo em betão armado a uma parede de alvenaria existente usando montante de acompanhamento em betão armado.....	84
Figura 3.30 - Representação esquemática de bandas de reforço no topo de parede de alvenaria com duplicação da malha.....	85
Figura 3.31 - Representação esquemática de tirantes de contraventamento de paredes longas .	86
Figura 3.32 - Representação esquemática da ancoragem de um tirante na parede exterior .....	86
Figura 3.33 - Reforço da extremidade de um elemento de madeira deteriorado .....	88
Figura 3.34 – Representação esquemática da técnica da rede metálica .....	88
Figura 3.35 - Montantes de betão armado: a) enconstado; e b) embebido .....	89
Figura 3.36 – Representação esquemática de cinta de solidarização .....	93
Figura 3.37 - Exemplo de aplicação de reboco armado no exterior numa parede de alvenaria ....	94
Figura 3.38 - Representação esquemática de consolidação de paredes de alvenaria com recurso a reboco armado numa face. ....	94
Figura 3.39 – Representação esquemática de consolidação de paredes de alvenaria com recurso a reboco armado em duas faces.....	94
Figura 3.40 - Exemplo de utilização de conetores na consolidação de edifício de alvenaria .....	95
Figura 3.41 - Consolidação de paredes com injeção de caldas .....	96
Figura 3.42 - Representação esquemática de consolidação de cunhais. ....	97
Figura 3.43 – Representação esquemática de consolidação de fundações. ....	98
Figura 3.44 – Representação esquemática de viga de remate do reboco armado na fundação. ....	98
Figura 3.45 - Consolidação de estruturas de madeira com tarugos. ....	99
Figura 3.46 – Exemplo de contraventamento de pavimento. ....	99
Figura 3.47 – Classificação dos projetos analisados. ....	103
Figura 3.48 - Colocação de treliça metálica ao nível do pavimento. ....	107
Figura 4.1 – Planta parcial e alçado com a definição das paredes ensaiadas. ....	112
Figura 4.2 – O esquema e o aspeto da estrutura metálica para os ensaios. ....	113
Figura 4.3 – Sistema utilizado nos ensaios fora-do-plano de paredes de alvenaria das duas casas. ....	115
Figura 4.4 – Reforços com: a) reboco armado e conetores; b) chapa quinada e conetores; e c) vigas de fundação. ....	116
Figura 4.5 – Comportamento observado nas paredes ensaiadas na casa <b>A</b> .....	116
Figura 4.6 - Comportamento observado nas paredes ensaiadas na casa <b>B</b> .....	117
Figura 4.7 – Pormenores da parede ensaiada: a) fundação executada para a parede; e b) parede no local de ensaio.....	118
Figura 4.8 - Posição dos LVDT: a) alçado principal e b) tardo. ....	119
Figura 4.9 – Resultados obtidos força vs. deslocamentos e aspeto da fissuração .....	119
Figura 4.10 – Ciclos de histerese do ensaio da parede reforçada. ....	120
Figura 4.11 – Comparação entre os resultados do ensaio das paredes original e reforçada. ....	121

Figura 4.12 – Organização do projeto EDALP em macro-tarefas. ....	123
Figura 4.13 – Alçado principal do edifício protótipo e dos edifícios contíguos. ....	124
Figura 4.14 - Relação entre o peso volúmico e tensão de compressão. ....	126
Figura 4.15 – Diversas fases da construção dos provetes. ....	128
Figura 4.16 – Transporte de paredes de alvenaria do local de construção para o equipamento de ensaio, com recurso a uma ponte rolante. ....	129
Figura 4.17 – Ajuste da posição dos provetes com o eixo de aplicação da carga do equipamento de ensaio, com recurso a um empilhador. ....	129
Figura 4.18 – Esquema de aplicação de carga. ....	130
Figura 4.19 – Posicionamento de transdutores de deslocamento num provete. ....	130
Figura 4.20 – Esquema do posicionamento dos transdutores de deslocamento. ....	131
Figura 4.21 – Comportamento dum provete tipo ME.0 antes do colapso. ....	132
Figura 4.22 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo ME.0. ....	132
Figura 4.23 – Comportamento dum provete tipo ME.1. antes do colapso. ....	133
Figura 4.24 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo ME.1. ....	133
Figura 4.25 – Comportamento dum provete tipo ME.2 antes do colapso. ....	134
Figura 4.26 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo ME.2. ....	134
Figura 4.27 – Comportamento dum provete tipo ME.3 antes do colapso. ....	135
Figura 4.28 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo ME.3. ....	135
Figura 4.29 – Comportamento dum provete tipo ME.5 antes do colapso. ....	136
Figura 4.30 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo ME.5. ....	136
Figura 4.31 – Resistência média e característica à compressão dos provetes de alvenaria. ....	138
Figura 4.32 – Modelo de representação do comportamento à compressão de paredes de alvenaria. ....	138
Figura 4.33 – Provetes com reboco de cal e cimento. Níveis de tensão no reboco e alvenaria e nível de força máximo até ao nível de deslocamento que provoca a rotura do reboco. ....	139
Figura 4.34 – Provetes com reboco de cimento. Níveis de tensão no reboco e alvenaria e nível de força máximo até nível de deslocamento que provoca a rotura do reboco. ....	140
Figura 4.35 – Comparação entre resistência média dos grupos de provetes testados e a resistência à compressão teórica considerando apenas a influência do reboco. ....	140
Figura 4.36 – Módulo de elasticidade médio de cada categoria de provetes, com base nas medições iniciais de cada patamar de manutenção de carga. ....	142
Figura 4.37 – Relação entre o módulo de elasticidade médio de cada tipo de provetes e o módulo dos provetes de referência (ME.0.Cp), em cada um dos patamares de carga. ....	142
Figura 4.38 – Comparação entre módulo de elasticidade medido no terceiro patamar de aplicação de carga e a estimativa com base no modelo teórico considerado. ....	143
Figura 4.39 - Esquema de ensaio a utilizar nas paredes com: a) geometria 1; e b) geometria 2. ....	145
Figura 4.40 - Sistema de ensaio para paredes de Geometria 1. ....	146
Figura 4.41 - Esquema de aplicação de carga horizontal (controlo em deslocamento) e aplicação de carga vertical (controlo em força). ....	146

Figura 4.42 – Parede de alvenaria para nível de deslocamento no topo de 127mm. ....	147
Figura 4.43 – Ponta de provete reforçado com rede de galinheiro (esquerda) e com malha eletro-- soldada (direita).....	148
Figura 4.44 - Comportamento cíclico, em termos de força- <i>drift</i> horizontal no topo das paredes com reforço tipo S3. ....	148
Figura 4.45 - Comportamento cíclico, em termos de força- <i>drift</i> horizontal no topo das paredes com reforço tipo S4. ....	149
Figura 4.46 - Comportamento cíclico, em termos de força- <i>drift</i> horizontal no topo das paredes com reforço tipo S5. ....	149
Figura 4.47 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de paredes com carga vertical V1.....	150
Figura 4.48 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de paredes com carga vertical V2.....	150

## FIGURAS DOS ANEXOS

Figura A.1 - Introdução de conectores de ligação.....	186
Figura A.2 – Cintas de solidarização no coroamento das paredes.....	186
Figura A.3 – Chapa quinada.....	186
Figura A.4 – Pormenor de ligação.....	187
Figura A.5 – Reforço com rede de aço inox.....	187
Figura A.6 – Travamento das paredes livres.....	187
Figura A.7 - Ligação viga-parede.....	188
Figura A.8 - Travamento das empenas na cobertura.....	188
Figura A.9 - Ligação parede interior – parede exterior.....	189
Figura A.10 - Ligação parede meeira – parede exterior.....	189
Figura A.11 – Reforço das interseções de paredes.....	189
Figura A.12 – Ligações entre elementos.....	190
Figura A.13 - Reforço dos cantos.....	190
Figura A.14 - Ligação da parede à cobertura.....	190
Figura A.15 - Travamento das empenas.....	191
Figura A.16 - Ligação do frontispício às torres.....	191
Figura A.17 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S3.A1.....	192
Figura A.18 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S3.A2.....	192
Figura A.19 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S3.A2.....	193
Figura A.20 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S5.A1.....	193

Figura A.21 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede	
Bi.G1.V1.S5.A2.....	194
Figura A.22 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede	
Bi.G1.V2.S5.A1.....	194
Figura A.23 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede	
Bi.G1.V2.S5.A2.....	195
Figura A.24 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede	
Bi.G1.V1.S4.A1.....	195
Figura A.25 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede	
Bi.G1.V1.S4.A2.....	196
Figura A.26 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede	
Bi.G1.V2.S4.A1.....	196

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tipos de sistemas construtivos.....	15
Tabela 2.2 - Sismos que provocaram mais vítimas mortais .....	28
Tabela 2.3 - Coeficiente sísmico “c” do regulamento de 1958 .....	31
Tabela 2.4 - Coeficiente sísmico do regulamento de 1961.....	32
Tabela 2.5- Valores do coeficiente de sismicidade ( $\alpha$ ) .....	33
Tabela 2.6 – Os vários Eurocódigos Estruturais.....	34
Tabela 2.7– Valores do coeficiente de importância, $\gamma I$ .....	36
Tabela 2.8- Aceleração máxima de referência $agR(m/s^2)$ nas várias zonas sísmicas.....	37
Tabela 2.9 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para as ações sísmicas do Tipo 1 e 2 .....	39
Tabela 2.10 - Velocidade média de propagação das ondas de corte nos perfis estratigráficos .....	40
Tabela 2.11 – Correspondência entre os perfis estratigráficos dos Açores e os tipos de terrenos definidos no Quadro 3.1 do EC8 .....	40
Tabela 2.12 – Requisitos geométricos em paredes resistentes .....	42
Tabela 2.13 – Área mínima de paredes resistentes em cada direção de “edifícios simples” expressa em percentagem da área dos edifícios .....	42
Tabela 3.1 - Critérios de classificação das soluções de reforço.....	102
Tabela 3.2 -Resumo da revisão das técnicas de reforço.....	109
Tabela 4.1 - Valor da frequência das paredes .....	114
Tabela 4.2 - Valor do módulo de elasticidade das paredes.....	114
Tabela 4.3 – Força máxima em paredes de alvenaria em função da carga vertical aplicada.....	120
Tabela 4.4 – Resultados de ensaios de compressão a amostras de pedra .....	125
Tabela 4.5 – Resistência à flexão, à compressão e módulo de elasticidade das argamassas.....	127
Tabela 4.6 – Resistência à compressão de provetes de alvenaria .....	137
Tabela 4.7 – Amostragem de paredes a submeter a ensaios biaxiais. ....	144

## LISTAS DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AI – Anexo Informativo  
C – Ilha do Corvo  
CEN – Comissão Europeia de Normalização  
CMA – Crista Média Atlântica  
C.O.V. - Coeficiente de variação  
CPR – Centro de Promoção da Reconstrução  
CT115 – Comissão Técnica Portuguesa de Normalização dos Eurocódigos Estruturais  
DNA – Documento Nacional de Aplicação  
EC8-1 - Eurocódigo 8 - Parte 1  
EC8-3 - Eurocódigo 8 - Parte 3  
EDALP – Ensaio de Paredes de Alvenaria de Pedra  
EMM – Escala de Mercalli Modificada  
EN – Norma Europeia Definitiva  
ENV – Pré-Norma Europeia  
EU – Placa Eurasiática (Eurásia)  
F – Ilha do Faial  
FCT/UNL – Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa  
FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
FG – Falha Glória  
FL – Ilha das Flores  
Fo – Ilhéus das Formigas  
G – Ilha Graciosa  
INE – Instituto Nacional de Estatística  
IPQ – Instituto Português da Qualidade  
IST – Instituto Superior Técnico  
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
LREC - Laboratório Regional de Engenharia Civil  
LVDT – Linear Variable Differential Transformer (Sensor de medição de deslocamentos)  
ME – Modelo de Ensaio  
NA – Anexo Nacional  
NA – Placa Norte Americana  
NDP - Parâmetros Determinados a nível Nacional  
NP – Norma Portuguesa  
NU – Placa Núbia (Africana)  
P – Ilha do Pico  
REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado  
REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado  
RSAEEP - Regulamento de Segurança de Estruturas de Edifícios e Pontes  
RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

RSEP - Regulamento de Segurança de Edifícios e Pontes

RT – *Rift* da Terceira

SJ – Ilha de S. Jorge

SM – Ilha de S. Miguel

ST – Ilha de Santa Maria

T – Ilha Terceira

UA – Universidade de Aveiro

UNESCO – Organização das Nações Unidas para a Educação, Ciência e Cultura

ULES – Unidade Laboratorial de Engenharia Sísmica

ZFA – Zona de Fratura Açor

ZFF – Zona de Fratura do Faial

ZFLA – Zona de Fratura Leste dos Açores

ZFNA – Zona de Fratura Norte dos Açores

ZFP – Zona de Fratura do Pico

ZFPA – Zona de Fratura Princesa Alice

$S_e(T)$  - Espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno

T - Período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade

$T_B$  - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_C$  - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_D$  - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

S - Coeficiente de solo

$\eta$  - Coeficiente de correção do amortecimento

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno Tipo A

$a_{gR}$  - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno Tipo A

$S_{max}$  - Parâmetro cujo valor é indicado na Tabela 2.9

$t_{ef}$  - Espessura efetiva (ver NP EN 1996-1-1)

$h_{ef}$  - Altura efetiva (ver NP EN 1996-1-1)

$h$  - A maior das alturas livres das aberturas adjacentes às paredes

$l$  - Comprimento da parede

$\gamma_I$  - Coeficiente de importância

c – Coeficiente sísmico

$\alpha$  - Coeficiente de sismicidade

$N_{SPT}$  – Número de pancadas do ensaio de penetração mecânica

$V_{S,30}$  – Valor médio da velocidade de propagação das ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte superiores a  $10^{-5}$

$F_r, F_{ur}$  - Resistência lateral para amostras reforçadas e não-reforçadas, respetivamente

$D_r, D_{ur}$  - Deslocamento lateral para amostras reforçadas e não-reforçadas, respetivamente

E.D. - Dissipação de energia.

$A_i$  – Área do provete

$F_{i,max}$  – Força máxima à compressão

$f_i$  – Tensão resistente à compressão  
 $F_{total}$  – Força resistente total  
 $f_{i,min}$  – Tensão resistente mínima  
 $f_k$  – Tensão resistente característica  
 $f_m$  – Tensão resistente média  
 $f_{f,av}$  – Tensão resistente média à flexão  
 $f_{c,av}$  – Tensão resistente média à compressão  
 $\varepsilon$  - Extensão  
 $\sigma$  – Tensão à compressão  
 $\sigma_{med}$  – Tensão média à compressão  
 $\sigma_\sigma$  – Desvio padrão  
 $E$  - Módulo de elasticidade  
 $I$  - Momento de inércia  
 $m$  - Massa  
 $n$  - Número de provetes ensaiados  
 $\gamma$  - peso específico  
 $\omega$  - Frequência  
 $E_{av}$  – Módulo de elasticidade médio  
 $B_i$  – Provede  $i$   
 $L$  – Largura dos provetes  
 $B$  – Espessura dos provetes  
 $H$  – Altura dos provetes  
 $G$  – Geometria dos provetes  
 $V$  – Nível de carga vertical  
 $S$  – Solução de reforço dos provetes  
 $A$  – Amostra

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 ÂMBITO

Dado o enquadramento geoestrutural na junção tripla de três placas litosféricas, o Arquipélago dos Açores apresenta importante atividade vulcânica e notável sismicidade permanente que ao longo dos séculos tem sido traduzida por frequentes crises sísmicas e ocorrência de diversos eventos sísmicos de elevada magnitude, como por exemplo, entre outros, os dois sismos que ocorreram no final do século passado no grupo Central, um na ilha Terceira, em 1 de janeiro de 1980, e o outro nas ilhas do Faial e do Pico, em 9 de julho de 1998, os quais, além da perda de vidas humanas, provocaram também elevado grau de destruição nas construções tradicionais dos respetivos parques habitacionais e religioso e elevados prejuízos económicos nessas ilhas, Figura 1.1.



Figura 1.1 - Freguesia dos Espalhafatos, ilha do Faial, após o sismo de 1998.

Outro exemplo desta natureza, mas ocorrido no continente português, é o do sismo de 1 de novembro 1755 que provocou elevado grau de destruição, milhares de mortos e onde a maioria das construções ruíram por completo ou ficaram bastante danificadas. A nível mundial existem bastantes exemplos recentes do elevado grau de destruição provocado pelos sismos, nomeadamente no Haiti, Sichuan, Abruzzo, Aquilla, Emilia-Romana, etc.

O conhecimento dos mecanismos de geração dos sismos indica que zonas que foram atingidas por sismos intensos no passado voltarão a sê-lo no futuro, apenas não se sabendo a componente

temporal. Contudo, os movimentos do solo devidos aos sismos, normalmente não resultam em vítimas, devendo-se estas fundamentalmente aos danos e colapsos de construções com resistência sísmica insuficiente, embora possam também existir vítimas quando, em resultados dos sismos, ocorram incêndios, tsunamis, etc.

Pode-se concluir que, embora os sismos sejam fenómenos naturais, as suas consequências resultam da ação antrópica, por serem inversamente proporcionais às precauções tomadas para evitar essas mesmas consequências.

No caso do arquipélago dos Açores, uma parte significativa do parque habitacional e do património religioso é constituída por construções tradicionais de alvenaria de pedra, algumas datáveis do século XVII e XVIII e caracterizada pela sua simplicidade. A existência de certos elementos característicos (e.g., balcões, cisternas, lojas, fornos) e a própria organização dos espaços conferem à construção açoriana um estatuto de património da humanidade desde janeiro de 1984, através de Relatório apresentado na 7ª Sessão do Comité Mundial para o Património, da UNESCO [1], face à riqueza e variedade formal na conjugação dos diversos elementos construtivos que constituem essas construções, pelo que a sua preservação deverá ser considerada uma obrigação de todos os que intervêm no processo de reparação/reabilitação.

Contudo, perante a ocorrência de sismos, algumas dessas construções apresentam uma deficiente resposta às solicitações sísmicas que, associada a uma falta de manutenção ou enfraquecimento resistente face aos danos sofridos em sismos anteriores, leva a que sejam introduzidas, por vezes, alterações profundas aos sistemas construtivos tradicionais, técnicas e materiais, provocando modificações significativas dessas construções tradicionais.

É importante, pois, que exista um conhecimento do tipo de construção tradicional e do tipo de alterações que foram introduzidas para uma melhor compreensão do comportamento futuro dessas construções. O conhecimento do comportamento estrutural do parque habitacional permitirá perceber quais os sistemas construtivos que melhor se comportam e, se possível, avaliar os tipos de danos comuns em cada um desses sistemas construtivos.

A conjugação destes dois aspetos, nomeadamente, um parque habitacional e um património religioso constituído por uma percentagem significativa de construções tradicionais de alvenaria de pedra, onde ocorrem, por vezes, sismos de elevada intensidade, têm conduzido a uma consciência social, técnica e económica cada vez mais pertinente. Neste sentido, é importante que estes aspetos sejam tidos em conta na reparação/reabilitação do parque habitacional e do património religioso existente.

Porém, é de salientar que a necessidade da aplicação do reforço estrutural na construção tradicional açoriana não é apenas devida à sismicidade. Deve-se também, entre outros fatores, ao inevitável envelhecimento e degradação dos materiais, à alteração da sua utilização, às condições

meteorológicas adversas, aos incêndios e aos desmoronamentos devido a demolições menos cuidadas nos edifícios contíguos.

Com o desenvolvimento tecnológico e científico, a comunidade científica tem acompanhado e estudado [2 a 7], com maior persistência, a atividade sísmica do Arquipélago dos Açores e ensaiado técnicas de reforço estrutural com o objetivo de melhorar o desempenho sísmo-resistente dessas construções face às vibrações introduzidas nas suas fundações durante a ocorrência de sismos, o que permitirá minorar ou quase evitar a perda de vidas humanas e de elevados prejuízos materiais.

Neste trabalho, entende-se que uma construção tradicional, Figura 1.2 e Figura 1.3, é aquela que foi construída antes do advento do betão armado como material dominante, ou seja, construções edificadas antes da década de 40 do século XX, com recurso a materiais e tecnologias tradicionais para a realização dos seus diferentes elementos constitutivos (e.g., alvenaria de pedra, madeira, argamassas pobres, elementos cerâmicos, etc.).



Figura 1.2 - Casa tradicional açoriana em zona urbana.

Os processos construtivos nestes edifícios mantiveram-se inalterados durante séculos e foram sendo substituídos por novas técnicas de construção após o surgimento de edifícios com estruturas resistentes de betão armado. Pode-se afirmar que devido a isso, nos últimos 60/70 anos perdeu-se o saber e a técnica de construir, conhecimentos acumulados ao longo de séculos, levando a que o estudo deste tipo de edifícios se tenha tornado numa tarefa mais complexa.



Figura 1.3 - Casas tradicionais açorianas em zona rural.

Pela observação da carta de intensidades máximas registadas até à atualidade [8], conclui-se que o risco sísmico do Arquipélago dos Açores é elevado, uma vez que as maiores concentrações demográficas se situam nos grandes aglomerados urbanos, especialmente nos centros históricos. Este risco é ainda amplificado pelo fato do parque habitacional nestes centros caracterizar-se por muitos edifícios com insuficiente resistência sísmica de raiz, a que se somam estados avançados de degradação e intervenções pouco criteriosas executadas na sua estrutura original. Além deste aspeto, pelo fato das crises sísmicas apresentarem “*clusters*” espaçados por décadas ao longo do tempo, a tendência é a de descurar a atenção relacionada com o reforço sísmico das construções.

Acresce referir que somente em 1958 surge o primeiro regulamento com especificações para o dimensionamento de estruturas resistentes à ação sísmica [9], pelo que os edifícios projetados antes desta data, e que constituem uma parte significativa das construções tradicionais nas ilhas açorianas, apresentam uma vulnerabilidade sísmica elevada.

É interessante verificar que Portugal dispõe de regulamentos sucessivamente atualizados sobre estruturas novas de betão armado e não possui regulamentação aplicável às construções tradicionais existentes, situação que eventualmente poderá ficar resolvida com a publicação da Parte 3 do Eurocódigo 8 (Projeto de estruturas para resistência aos sismos) [10], que contém disposições para a avaliação sísmica e a reabilitação de edifícios existentes. Até à publicação do Eurocódigo 6 (Projeto de estruturas de alvenaria) [11], em termos de verificação da resistência sísmica apenas existiam algumas recomendações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) que tratavam do dimensionamento de estruturas novas de alvenaria à ação sísmica, como por exemplo os documentos intitulados “Manual de construção anti-sísmica” (1983), republicado em 1997 como “Construção anti-sísmica - Edifícios de pequeno porte” [12], e “Regras de segurança sísmica de edifícios de pequeno porte em alvenaria confinada” (1988) [13].

## 1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal a apresentação e análise das diversas soluções de reforço utilizadas para reparar e/ou reabilitar as construções tradicionais do parque habitacional do Arquipélago dos Açores.

Os objetivos do presente trabalho são: (1) compreender a origem da atividade sísmica nos Açores e quais os efeitos no seu parque habitacional, em que mais de 50% dos edifícios são construções tradicionais situadas nos centros históricos dos maiores aglomerados urbanos; (2) apresentar e analisar as diversas soluções de reforço utilizadas para reparar e/ou reabilitar as construções tradicionais do parque habitacional do Arquipélago dos Açores; (3) conhecer o tipo de construção tradicional, os materiais e as técnicas utilizadas na sua construção e o tipo de comportamento que esta apresenta face à ação sísmica, tendo por base os registos dos danos provocados pelos eventos sísmicos de 1980 na ilha Terceira e de 1998 nas ilhas do Faial e Pico; (4) analisar as diversas técnicas de reforço das estruturas de alvenaria de pedra projetadas e implementadas tanto após o sismo de 1980 como o de 1998.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, para além do presente Capítulo 1.

No Capítulo 2 faz-se o enquadramento geológico e tectónico do Arquipélago dos Açores, destacando a sua atividade sísmica e vulcânica e os principais eventos sísmicos ocorridos, descreve-se a distribuição populacional, caracteriza-se a construção tradicional açoriana, aborda-se a vulnerabilidade sísmica do edificado, apresenta-se um resumo histórico da regulamentação sísmica em Portugal e uma perspetiva do Anexo C, da Parte 3, do Eurocódigo 8 [10].

No Capítulo 3 aborda-se o efeito dos sismos nas construções, descrevem-se os danos observados após os sismos de 1980 e de 1998, as recomendações técnicas de apoio às respetivas reconstruções, as soluções de reforço utilizadas, apresenta-se uma metodologia para avaliação das técnicas de reforço após o sismo de 1998 e uma análise das técnicas de reforço sísmico utilizadas na construção tradicional açoriana.

No Capítulo 4 apresentam-se alguns ensaios laboratoriais e *in situ* realizados em paredes de alvenaria da construção tradicional açoriana, destacando-se os ensaios que se estão a realizar no Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), da Região Autónoma dos Açores, no âmbito do projeto de investigação em curso, designado por “EDALP – Ensaio de Paredes de Alvenaria de Pedra”.

Finalmente, no Capítulo 5 apresentam-se as conclusões finais do trabalho com referência a perspetivas para futuros trabalhos de investigação na matéria.



## 2 ENQUADRAMENTO GERAL

### 2.1 ENQUADRAMENTO GEOESTRUTURAL

#### 2.1.1 Enquadramento geográfico

O Arquipélago dos Açores fica situado em pleno Oceano Atlântico, entre os paralelos de latitudes 37° e 40° N e os meridianos de longitudes 25° e 31° W, e é constituído por nove ilhas de origem vulcânica, alinhadas segunda a direção WNW-ESE ao longo de cerca de 500 km. As ilhas dos Açores agrupam-se em três grupos geográficos distintos: o Grupo Ocidental (Flores e Corvo), o Grupo Central (Graciosa, Pico, Faial, S. Jorge e Terceira) e o Grupo Oriental (S. Maria e S. Miguel), Figura 2.1.

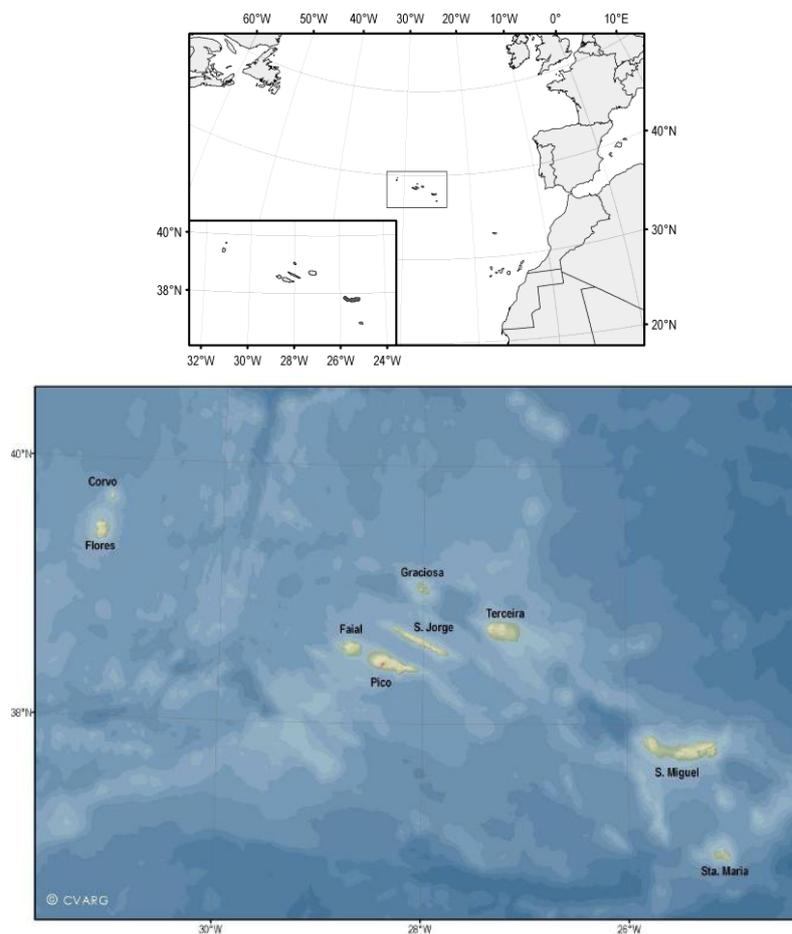


Figura 2.1 - Localização geográfica do Arquipélago dos Açores no Atlântico Norte [14] e [15].

## 2.2 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E TECTÓNICO

As ilhas dos Açores emergem da designada Plataforma dos Açores uma região de morfologia muito acidentada com cerca de 5.8 milhões de km<sup>2</sup> e limitada, grosso modo, pela curva batimétrica dos 2.000 metros [16], Figura 2.2.

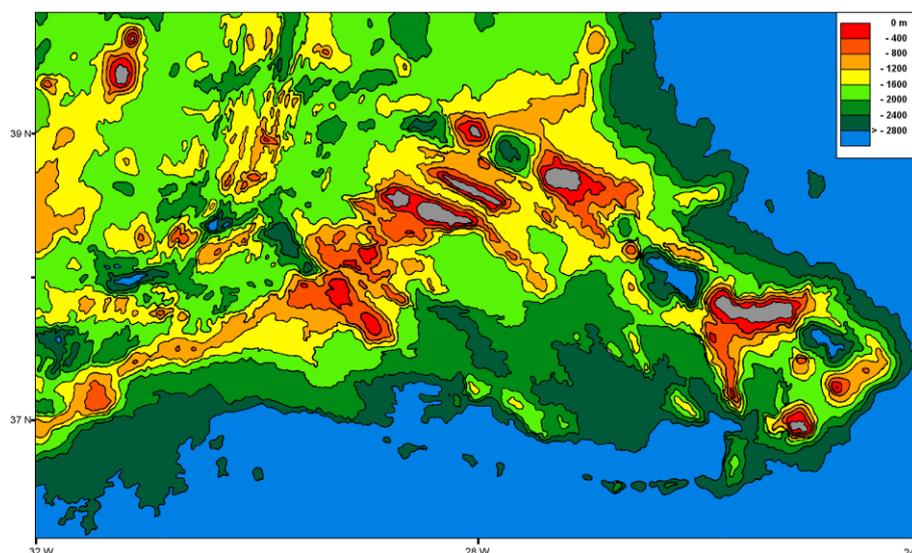


Figura 2.2 - Plataforma dos Açores, definida pela curva batimétrica dos 2000 metros [16].

O Arquipélago dos Açores está localizado na junção tripla entre as placas Norte Americana (NA), Euroasiática (EU) e Africana (AF), situação que se traduz na existência de importantes sistemas de fratura nesta região do Atlântico. Assim, assumem especial relevância a Crista Médio Atlântica (CMA), a Zona de Fratura Este dos Açores (ZFEA) e o Rift da Terceira (RT), Figura 2.3.

Neste contexto, o regime geodinâmico em que se insere o Arquipélago dos Açores tem merecido especial atenção por parte de diversos autores, dada a sua complexidade e controvérsia [17 a 19].

A Crista Média Atlântica (CMA) corresponde a uma estrutura com uma importante componente distensiva, muito ativa do ponto de vista sismogénico e vulcânico, separando a placa Norte Americana das placas Euroasiática e Africana. Estende-se segundo a direção N-S a norte dos Açores e inflete para SW nesta região. A Zona de Fratura Este dos Açores (ZFEA) corresponde a um acidente tectónico caracterizado por um movimento predominante de desligamento direito que, no troço Açores-Gibraltar (Falha Glória) marca a fronteira entre as placas Euroasiática e Africana, sendo o seu limite ocidental menos bem definido.

Particularmente importante, dada a intensa atividade sísmica e vulcânica que a caracteriza, é toda a faixa de direção geral WNW-ESE determinada pela disposição das ilhas que constituem os grupos central e oriental do Arquipélago dos Açores.

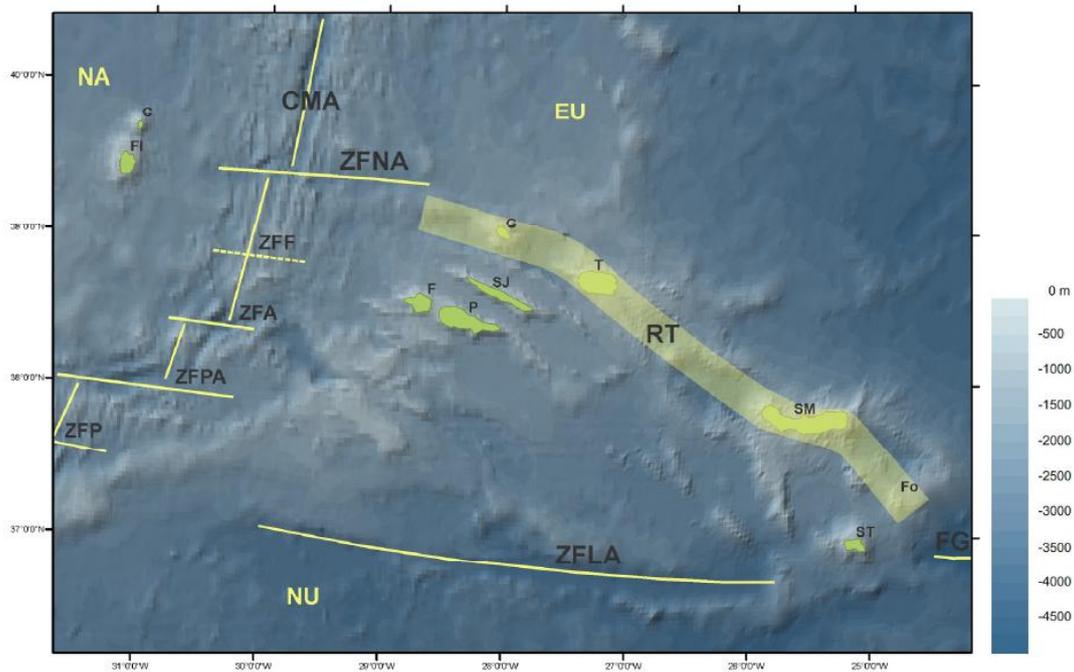


Figura 2.3 - Principais elementos morfotectónicos da região dos Açores [17].

Neste domínio inserem-se os segmentos definidos pelas ilhas Graciosa - Terceira - S. Miguel, S. Jorge e Faial - Pico, frequentemente referidos sob a designação geral de *Rift da Terceira* [18]. Num sentido mais restrito, o *Rift da Terceira* apresenta uma direção aproximada NW-SE e é composto por uma série de bacias separadas por cristas e maciços, compreendendo, de SE para NW, a Fossa das Formigas, os ilhéus das Formigas, a Bacia de S. Miguel, a ilha de S. Miguel, a Fossa Sul do Hirondelle, o Banco D. João de Castro, a Fossa Norte do Hirondelle, a Crista Submarina da Terceira, a ilha Terceira, a Bacia Este da Graciosa, a ilha Graciosa e a Bacia Oeste da Graciosa. A ilha de Santa Maria situa-se ligeiramente a sul do troço oriental do *Rift da Terceira*. As ilhas das Flores e do Corvo encontram-se num contexto geodinâmico mais estável, inseridas na Placa Americana.

## 2.3 ATIVIDADE SÍSMICA

As expressões morfológicas de assinatura tectónica, de carácter regional e local, a sismicidade instrumental e a documental histórica permitem verificar que o Arquipélago dos Açores situa-se sob influência de relevantes setores sismogénicos. Neste contexto, merece especial destaque a atividade registada ao nível da CMA e ao nível do RT, tal como se pode verificar pela localização epicentral exibida na Figura 2.4.

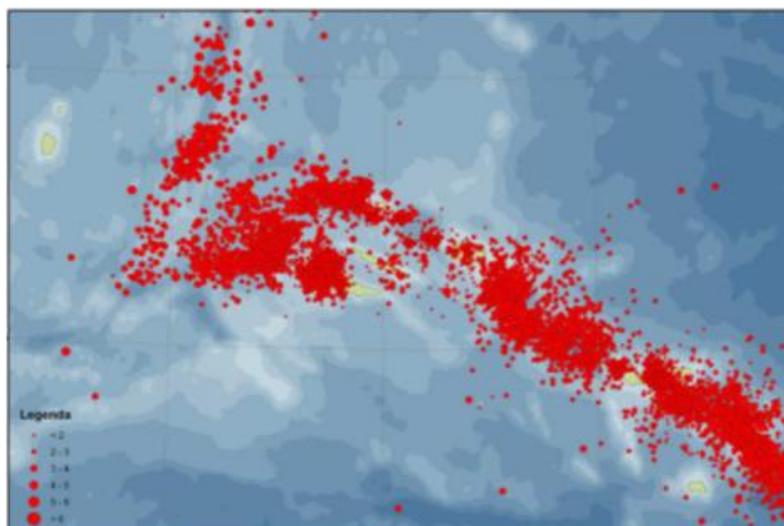


Figura 2.4 - Carta epicentral dos eventos registados entre 1997 e 2009 [19].

Fruto deste enquadramento geoestrutural, algumas ilhas têm sido atingidas por diversos sismos ao longo da história, tendo mesmo atingido intensidades de grau IX-X na Escala de Mercalli Modificada (EMM), por vezes com consequências devastadoras (Anexo 1 ) [8].

## 2.4 ATIVIDADE VULCÂNICA

Desde o início do povoamento das ilhas, no século XV, foram registadas pelo menos 28 erupções vulcânicas, 15 das quais em terra e 13 no mar, que cobrem um vasto leque de estilos eruptivos e magnitudes, Figura 2.5 [20].

A atividade vulcânica tem-se centrado, predominantemente, ao longo do *Rift* da Terceira. Estas erupções concentram-se, preferencialmente, ao longo do eixo de orientação geral WNW-ESE, havendo a registar nos últimos cinco séculos erupções nas ilhas do Pico, Faial, S. Jorge, Terceira e S. Miguel.

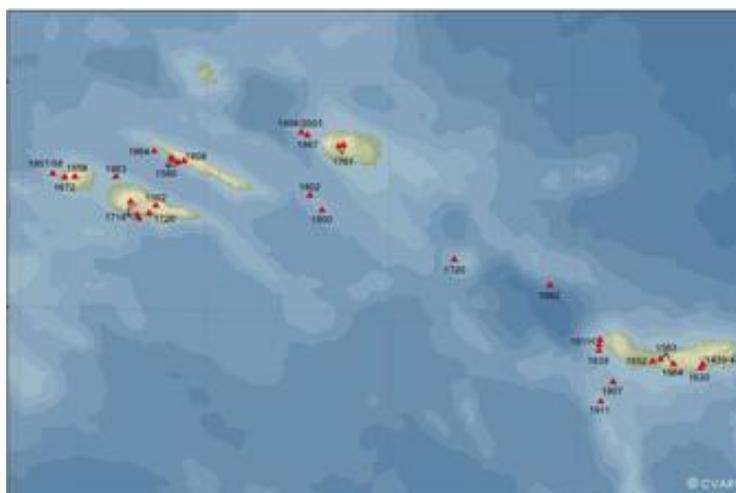


Figura 2.5 - Carta da atividade vulcânica histórica no Arquipélago dos Açores [20].

## 2.5 POPULAÇÃO E EDIFÍCIOS AÇORIANOS

Nas Figura 2.6 e Figura 2.7 está representada a distribuição geográfica da população e dos edifícios dos Açores, por ilha, tendo como base os dados publicados pelo Serviço Regional de Estatística dos Açores [21]. Verifica-se, de acordo com aquela publicação, que cerca de 76% da população açoriana e 69% do edificado encontra-se nas cidades de Ponta Delgada, Angra do Heroísmo, Ribeira Grande, Praia da Vitória, Horta e Lagoa, sendo que Ponta Delgada e Angra do Heroísmo, só por si, concentram cerca de 42% da população regional e 37% dos edifícios construídos. Justifica-se, neste contexto, que qualquer análise da construção tradicional açoriana incida particularmente sobre estas cidades do Arquipélago.

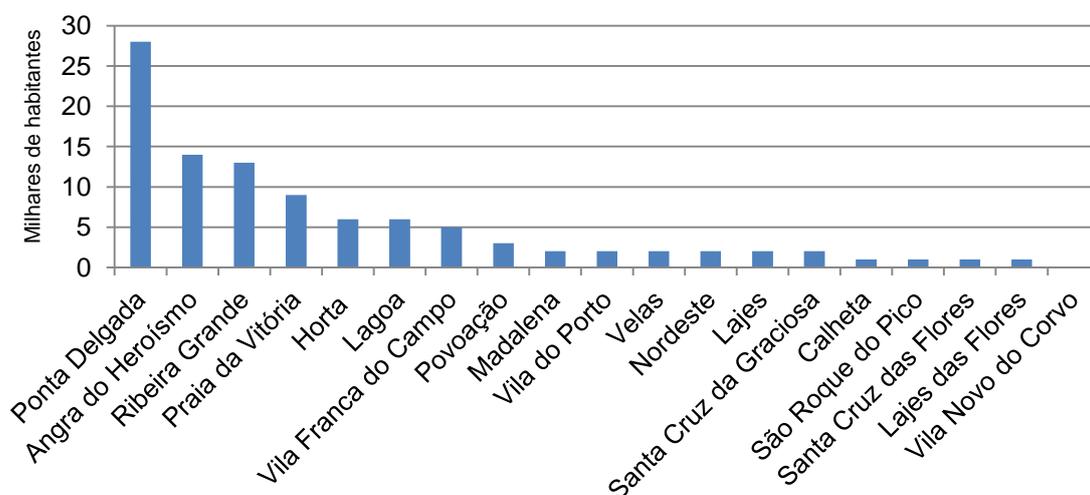


Figura 2.6 - Distribuição geográfica da população dos Açores por concelhos, de acordo com os dados do Serviço Regional de Estatística dos Açores [21].

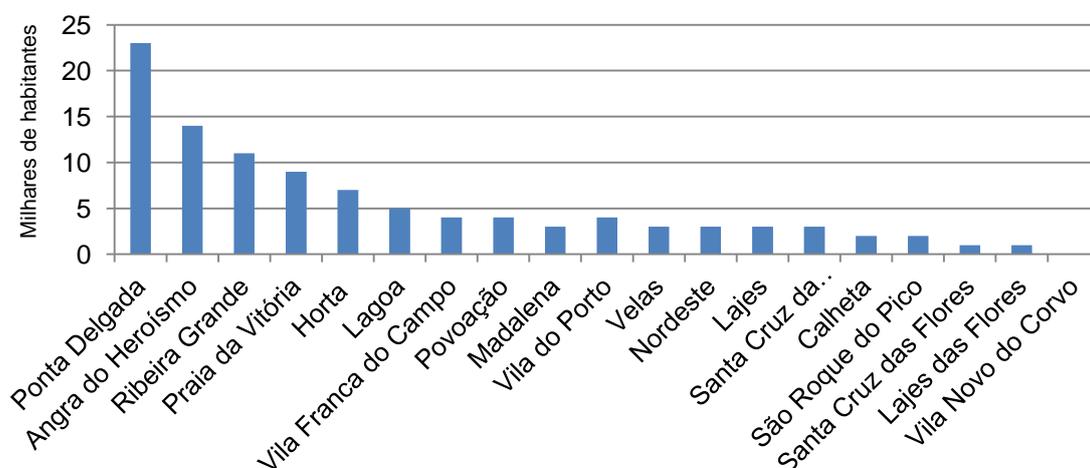


Figura 2.7 - Distribuição geográfica dos edifícios dos Açores por concelhos, de acordo com os dados do Serviço Regional de Estatística dos Açores [21].

## **2.6 CONSTRUÇÃO TRADICIONAL AÇORIANA**

### **2.6.1 Materiais mais utilizados**

Os principais materiais utilizados correntemente na construção tradicional do Arquipélago dos Açores até meados do século XX foram a pedra e a argamassa nas paredes, a madeira nos pavimentos e coberturas e ainda as telhas regionais nas coberturas. Estes materiais encontram-se devidamente caracterizados após os levantamentos realizados na sequência dos eventos sísmicos ocorridos nas ilhas Terceira (1980) e Faial e Pico (1998). No entanto, não existem dados publicados para as restantes ilhas, embora a publicação *Arquitetura Popular dos Açores* [22] refira e se tenha observado alguns casos práticos noutras ilhas, que a maioria das características identificadas nesses levantamentos é idêntica para a construção tradicional das restantes ilhas.

#### **2.6.1.1 Pedra**

A pedra basáltica, material de origem vulcânica, é o material normalmente utilizado nas paredes de alvenaria e, por vezes, em escadas, lajes de pequeno vão, varandas e arcos. É uma rocha de resistência variável, densa e resistente à meteorização. Contudo, utilizam-se também materiais mais trabalháveis, como os andesitos ou traquitos mais rijos, sendo estes últimos mais suscetíveis de se degradarem por meteorização.

#### **2.6.1.2 Argamassas**

As argamassas de ligação, destinadas à camada de assentamento da alvenaria e às camadas de regularização de rebocos de paredes, eram obtidas com misturas de “barro”, areia-da-terra e água, com eventual adição de cal apagada. O “barro” é uma designação popular utilizada para caracterizar um leque alargado de materiais, provenientes de jazidas do solo e podem corresponder a argilas associadas a siltes, a solos pomíticos ou ainda a pozolanas [23] e [24].

As argamassas gordas, em cuja composição, para além do “barro” e da areia-da-terra, entrava a cal viva e um óleo (*e.g.*, linhaça, baleia, etc.), são caracterizadas por terem presa lenta e acabavam por adquirir grande resistência. Por vezes, eram adicionadas à mistura pelos de crina de vaca ou mesmo cabelos humanos provavelmente para reduzir a fissuração por retração e melhorar o seu comportamento à tração.

#### **2.6.1.3 Madeira**

A madeira é o material de construção da maioria dos pavimentos, tetos, coberturas, escadas, portas, janelas e rodapés, sendo utilizada também em ombreiras e vergas. As espécies mais utilizadas na construção tradicional são a acácia, o eucalipto, o cedro, o cedro-do-mato, a faia-da-terra, faia-do-norte, a roseira, o zimbro e o pinho, mas a criptoméria constitui a espécie predominante nas construções mais recentes [23] e [24].

Nas construções senhoriais, geralmente localizadas nas zonas urbanas, bem como nos palácios e igrejas, as espécies mais utilizadas eram importadas, normalmente o pinho-de-Flandres, o pinho-resinoso e o pau-Brasil [23] e [24]. As seções de madeira utilizadas podiam ser aparelhadas ou não, verificando-se, em alguns casos, a utilização direta dos troncos, sem qualquer preocupação da regularização da geometria da sua seção transversal.

#### **2.6.1.4 Telhas regionais**

A telha regional, em forma de canudo, tem como matérias-primas o “barro” e a argila. São elementos pesados, com fraca resistência mecânica e grande porosidade, com exceção da telha fabricada na ilha de S. Maria que, embora não seja excepcional, é de qualidade superior à das restantes ilhas. A sua geometria confere ao telhado melhor capacidade para se adaptar aos empenos da estrutura de madeira da cobertura e melhor comportamento à ação dos ventos intensos [23] e [24].

### **2.6.2 Tipo de construção tradicional**

A construção tradicional açoriana é caracterizada pelos sistemas construtivos utilizados e podem ser separados da seguinte forma: Construção Tradicional (CT); Construção Tradicional Alterada (CTA); Construção Corrente (CC) e a Construção Mista (CM). Nos pontos seguintes apresenta-se uma breve descrição de cada um deles e na Tabela 2.1 um resumo das suas principais características.

#### **2.6.2.1 Construção tradicional (CT)**

A construção tradicional é caracterizada por ter paredes exteriores de espessura constante (fachada principal, tardo e empenas) em alvenaria de pedra delimitadas por cunhais e aberturas largas para janelas e portas nas fachadas principais e de tardo. A separação entre edifícios contíguos, normalmente situados nas zonas urbanas, é realizada com paredes meias. O pavimento de soalho e as vigas de suporte são em madeira, usualmente a acácia e a criptoméria. A estrutura da cobertura é em madeira e apresenta várias formas construtivas e as paredes divisórias interiores são geralmente em tabique de madeira ou frontais. As paredes exteriores possuem, normalmente, os paramentos rebocados, mas existem também com a pedra à vista, normalmente aparelhada e com a junta tomada ou não. Existem ainda paredes construídas sem camada de argamassa de assentamento, designadas por paredes de junta seca, cujos paramentos podem encontrar-se rebocados.

Nas zonas urbanas os edifícios possuem normalmente dois a três pisos e apresentam uma organização mais complexa. Em termos de configuração em planta, a geometria retangular é predominante, existindo também plantas quadradas e em “L” ou “U”. Nas zonas rurais os edifícios possuem um ou dois pisos, sendo os de piso térreo de construção mais modesta e implantados em zonas planas.

Os edifícios de dois pisos procuram tirar partido da inclinação dos terrenos, sendo a cave (ou, no caso mais corrente, meia cave) destinada a loja e normalmente usada com atividades rurais e o primeiro andar destinado a alojamento. No centro das freguesias é habitual encontrarem-se edifícios de rés-do-chão e 1º andar. Em muitos edifícios o forno localiza-se no tardo ou lateralmente, junto com a cisterna. É frequente a existência de uma escada de acesso ao primeiro andar, construída em pedra.

No que respeita ao posicionamento relativo das construções tradicionais, podem ser classificadas como: isoladas, contíguas ou entre edifícios [25] Os edifícios contíguos, representativos da existência de quarteirões (banda), possuem paredes meeiras entre si e são típicos de cidades e vilas e os isolados das zonas rurais.

#### **2.6.2.2 Construção tradicional alterada (CTA)**

Tipo de construção caracterizado pela substituição do pavimento de soalho e vigas em madeira por uma laje maciça de betão armado apoiada na alvenaria de pedra e executada normalmente sobre os compartimentos húmidos (cozinha e instalação sanitária).

#### **2.6.2.3 Construção corrente (CC)**

Este tipo de construção é caracterizado pela estrutura resistente em betão armado, paredes em alvenaria de blocos de cimento, confinada ou não, pavimentos em betão armado e a estrutura da cobertura pode ser em betão armado ou madeira.

#### **2.6.2.4 Construção mista 1 (CM1)**

É caracterizada pela substituição do pavimento de soalho e vigas em madeira por uma laje maciça de betão armado apoiada na alvenaria de pedra pelo lado interior do edifício, podendo eventualmente existir pilares a meio vão da laje. Possui estrutura da cobertura em madeira.

#### **2.6.2.5 Construção mista 2 (CM2) CT+CC**

Este tipo de construção é caracterizado por estar relacionado com intervenções de ampliação, a qual possui estrutura resistente de betão armado (vigas, pilares, lajes). Os elementos estruturais da construção original são conservados (cobertura, pavimento e paredes).

#### **2.6.2.6 Construção mista 3 (CM3)**

É caracterizada por apresentar um grau de intervenção maior, com alteração integral do pavimento, paredes exteriores e interiores. O pavimento é em laje maciça de betão armado apoiado em pilares e vigas e com as paredes exteriores e interiores realizadas em blocos de cimento. Somente são conservados os elementos estruturais da cobertura da construção original.

Na Figura 2.8 apresenta-se o resultado da consulta da base de dados relativa aos autos de vistoria e levantamentos arquitetónicos realizada às construções existentes após o sismo de 1998 [25].

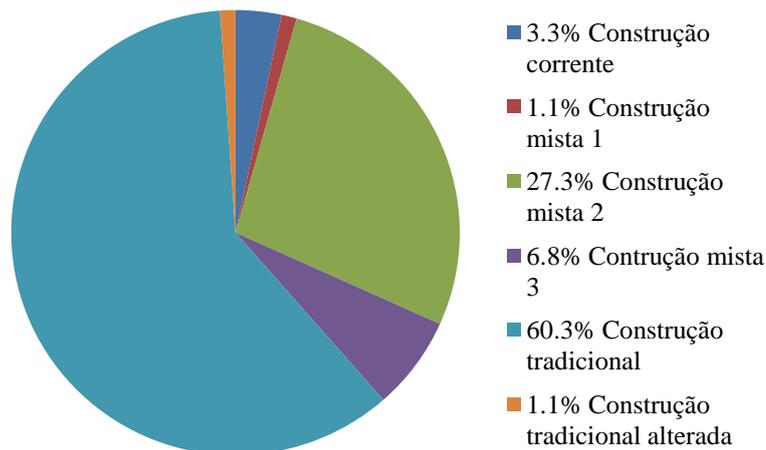


Figura 2.8 – Percentagem de tipos de construção no Faial e Pico [25].

Tabela 2.1 - Tipos de sistemas construtivos [25].

Tipo Construtivo	Elementos resistentes verticais	Pavimento	Estrutura da Cobertura
CC	Resistente em betão armado	Laje de betão armado	Betão armado ou Madeira
CM1	Alvenaria de pedra	Laje de betão armado	Madeira
CM2 (CT+CC)	Alvenaria de Pedra + Pilares e vigas de betão armado	Madeira e laje de betão armado na ampliação	Madeira
CM3	Pilares e vigas de betão	Laje de betão armado	Madeira ou betão armado
CT	Alvenaria de pedra	Madeira	Madeira
CTA	Alvenaria de pedra	Parte da construção é laje de betão armado (cozinha e/ou casa de banho)	Madeira

### 2.6.3 Geometria das construções

Os fatores geométricos com maior influência no comportamento da construção tradicional sujeita a ações sísmicas são os seguintes [24] e [25]: 1) regularidade em planta; 2) regularidade em altura; e 3) densidade de paredes resistentes.

As construções tradicionais não possuem normalmente plantas que permitam determinar, caso a caso, a sua implantação ou a distribuição dos elementos resistentes. Os levantamentos, se existentes, são normalmente recentes e associados à realização de obras de reabilitação. A construção tradicional era orientada, em grande parte, por regras empíricas transmitidas entre mestres pedreiros. Estas regras podiam determinar, por exemplo, as espessuras de paredes, a

distância entre elas ou as dimensões das aberturas. Contudo, e apesar da variedade de geometrias das habitações açorianas, é possível identificar a existência de características comuns entre elas.

### 2.6.3.1 Regularidade dos edifícios em planta

Consideram-se edifícios com planta regular aqueles que têm: 1) planta simétrica segundo dois eixos ortogonais; 2) não apresentam reentrâncias significativas em planta; e 3) têm uma distribuição simétrica dos elementos existentes e das massas. Edifícios com as características apresentadas possuem menor tendência para desenvolver movimentos de torção, que introduzem esforços adicionais aos elementos resistentes quando solicitados por ações sísmicas.

A construção tradicional dos Açores, excluindo as zonas urbanas mais cosmopolitas (e.g., Ponta Delgada, Angra do Heroísmo e Horta), é muito marcada pela presença do forno de lenha, que corresponde a um elemento de elevada rigidez, geralmente colocado numa das extremidades do edifício. A generalização deste equipamento nos edifícios é uma das causas principais para a assimetria em planta nas construções elementares.

Em zonas urbanas a irregularidade também prevalece, mas deve-se à forma irregular dos lotes. A assimetria em planta constitui, portanto, uma característica comum nas construções tradicionais de zonas rurais e urbanas. Na Figura 2.9 apresenta-se a planta de um quarteirão aparentemente regular, mas cujos edifícios apresentam plantas irregulares devido à forma dos lotes.



Figura 2.9 – Irregularidade de planta de edifícios em quarteirão de malha retangular na cidade de Angra do Heroísmo [24].

### 2.6.3.2 Regularidade dos edifícios em altura

A irregularidade em altura, quer dos edifícios, quer entre edifícios contíguos, é responsável pelo surgimento de modos de rotura prematuros. Considera-se que um edifício é regular em altura se não tiver reentrâncias ou reduções de áreas em planta significativas entre pisos e ainda se os elementos resistentes forem contínuos até ao topo. Adicionalmente, em edifícios geminados a diferença de alturas entre edifícios adjacentes poderá estar, como referido, na origem do aparecimento de modos de rotura prematuros, Figura 2.12.

A análise de alguns levantamentos consultados permitiu identificar que uma percentagem significativa dos edifícios é irregular em altura, seja por motivos intrínsecos ou relacionados com a altura de edifícios adjacentes. As causas de irregularidades intrínsecas são normalmente devidas à: 1) eliminação de paredes de alvenaria resistente entre o rés-do-chão e o primeiro piso dos edifícios, Figura 2.10, e 2) à existência de outros corpos rígidos (e.g., escadas exteriores, fornos) que não possuem continuidade até ao topo do edifício.

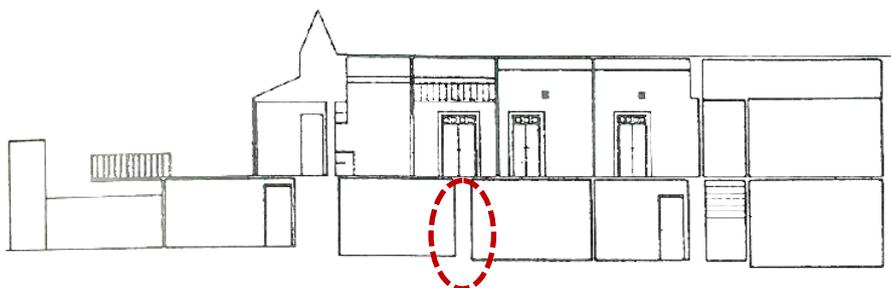


Figura 2.10 – Fontes de irregularidades em altura. Edifício de habitação com eliminação de paredes de alvenaria em altura [24].

No que respeita à altura dos edifícios, o I.N.E. [26] refere que cerca de 44.3% da construção nos Açores tem um piso, 39.7% possui dois pisos e a restante percentagem dispõe de três ou mais pisos. Nos centros urbanos principais a situação é ligeiramente diferente, tendo-se identificado que a maioria das construções possui entre 2 a 3 pisos [25], embora a situação de dois pisos seja aquela que possui simultaneamente maior representatividade e maior potencial de danos face à ação sísmica.

### 2.6.3.3 Densidade de elementos verticais resistentes

A densidade de paredes-mestras é um parâmetro importante, dado que permite estimar, embora a grosso modo, a reserva de resistência de um edifício apenas em função da sua área.

Na Figura 2.11 apresenta-se os valores médios e de percentil 90% para o mínimo e máximo espaçamento de paredes-mestras de uma amostra de edifícios que foi analisada. O espaçamento das paredes foi analisado quer em função da orientação das paredes (perpendiculares ou

paralelas à fachada) quer em termos de espaçamento mínimo e máximo sem consideração da orientação. Verificou-se que as paredes resistentes perpendiculares à fachada parecem ser tendencialmente menos espaçadas que as paralelas à fachada, o que pressupõe uma maior reserva de resistência para as ações sísmicas com direção perpendicular à fachada do que para as ações sísmicas com direção paralela a elas, enquadrando-se no comportamento de quarteirão.

Uma das observações mais interessantes corresponde à variação do espaçamento mínimo entre paredes, que apresenta um valor médio e uma variação inferior aos valores do espaçamento de paredes perpendiculares e paralelas à fachada. Esta situação deve-se provavelmente à preocupação em limitar o comprimento do vão dos pavimentos.

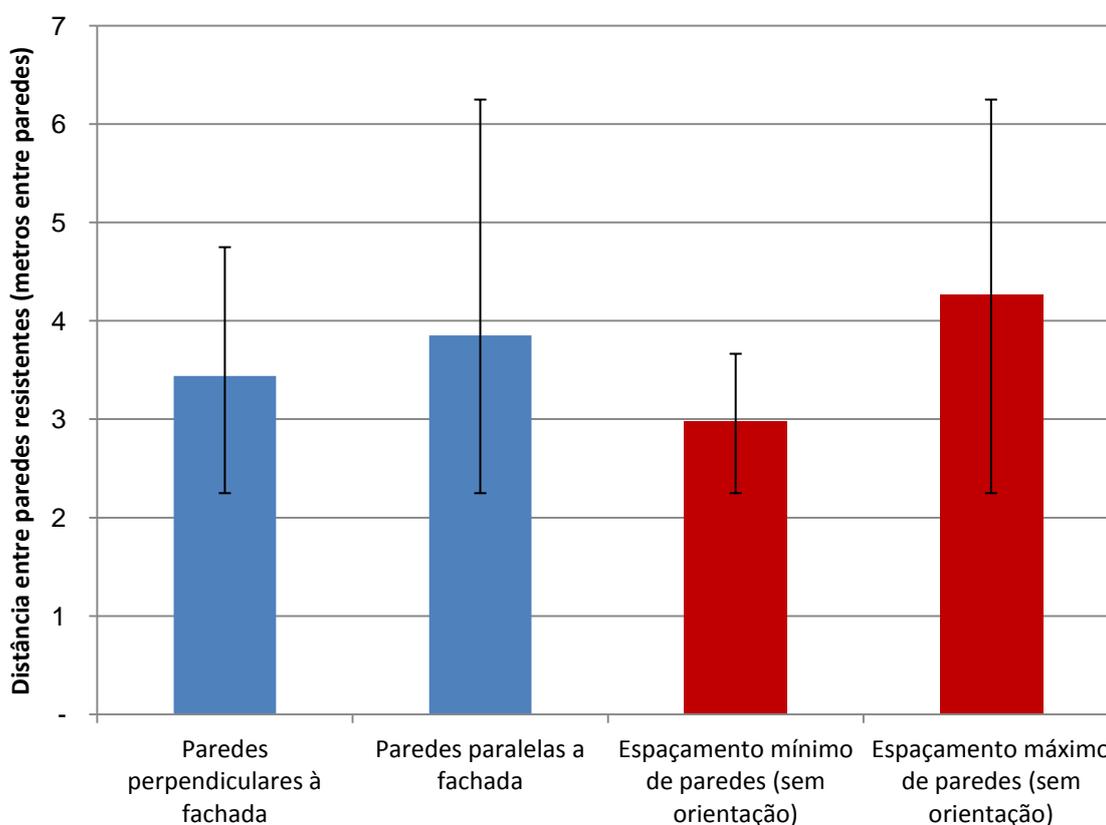


Figura 2.11 – Densidade de paredes-mestras de edifícios de alvenaria de pedra: a) com consideração da sua orientação (azul) e b) sem consideração da sua orientação (vermelho).

#### 2.6.4 Densidade de construção / Relação do edifício com o restante edificado

Estruturalmente, o comportamento de dois edifícios semelhantes é completamente diferente se um estiver isolado e o outro geminado. “Um quarteirão de casas geminadas funciona como um favo de muitos septos, oco no seu interior” [24]. As discontinuidades de elementos resistentes em planta e em altura entre edifícios geminados contribuem, a par das próprias características do edifício, para o aparecimento de modos de rotura que não existiriam para um edifício isolado,

Figura 2.12. Um caso extremo corresponde a edifícios em gaveto que recebem, em função da direção fundamental da ação sísmica, a vibração transmitida a todos os edifícios do quarteirão.



Figura 2.12– Edifícios de alvenaria inseridos em quarteirão.

De acordo com o relatório apresentado pelo Serviço Regional de Estatística dos Açores [21], cerca de 49% da construção açoriana é do tipo geminado (ou inserida em quarteirão), 46.5% do tipo isolado e a restante construção corresponde a edifícios de apartamentos. Porém, a observação dos centros históricos dos agregados urbanos da região, onde se concentra a maior parte da construção de alvenaria de pedra tradicional, permite considerar que existe alguma predominância da tipologia geminada, Figura 2.13. O estudo de um edifício inserido num quarteirão não deve ser dissociado do comportamento do próprio quarteirão em que se insere.

No que respeita à morfologia de quarteirão foram identificadas, por exemplo para os edifícios de Angra do Heroísmo, as seguintes características, embora a observação de outros centros históricos permita concluir que elas são generalizáveis, nomeadamente: 1) alinhamento de fachadas; 2) paredes de tardo paralelas às de fachadas, mas desalinhasdas com as contíguas; 3) existência de paredes meeiras comuns, em edifícios contíguas; e 4) descontinuidades de altura entre edifícios contíguas.

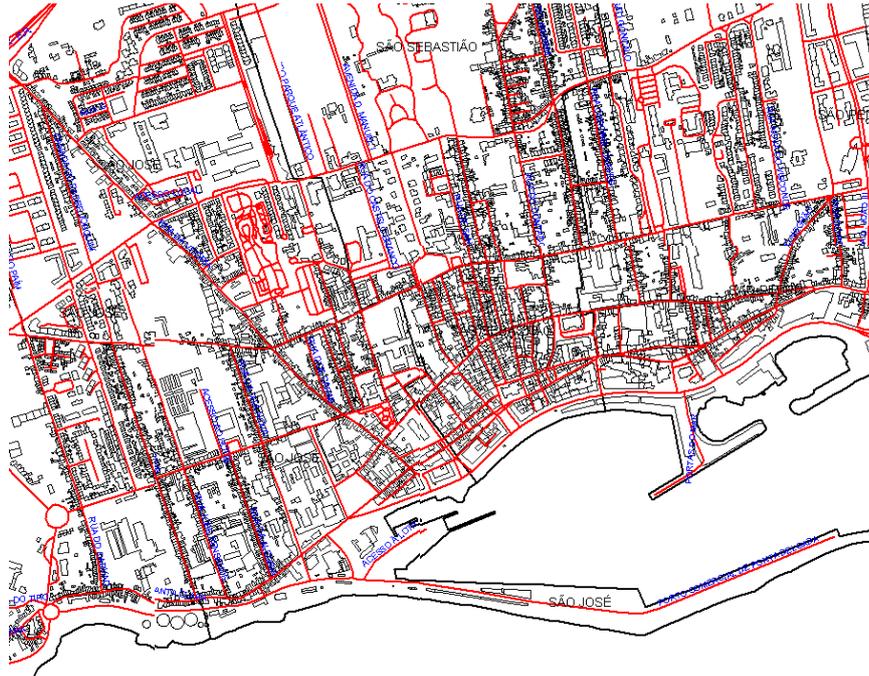


Figura 2.13– Planta do centro histórico de Ponta Delgada [27].

## 2.6.5 Elementos construtivos

### 2.6.5.1 Fundações

As fundações dos cunhais distinguem-se das fundações que suportam as paredes. As dos cunhais possuem sapatas executadas em pedra de melhor qualidade, com forma e dimensões pouco apropriadas para serem utilizadas nas paredes em elevação, dispostas alternadamente em duas direções perpendiculares perifericamente, deixando a parte central para encher com pedra, cascalho e “barro”. Para suportar as paredes são abertos caboucos, normalmente com 0.30 a 0.40m de profundidade e largura igual à da parede ou um pouco maior, sendo preenchidos com alvenaria semelhante à da parede. Nas moradias com meia-cave são executados muros de suporte na parede interior da cave, idênticos aos das outras paredes, mas dispendo de “travessões” que encastram no terreno contíguo [24] e [25].

### 2.6.5.2 Paredes exteriores

As paredes exteriores da construção tradicional são elementos fundamentais devido às suas funções estruturais, sendo caracterizadas por constituírem elementos construtivos verticais de seção retangular alongada. As paredes de alvenaria tradicional (paredes de fachada, tardoz e empena) constituem o elemento portante total ou parcial dos pisos, conferindo características estruturais ao conjunto e suportam o vigeamento dos pisos e da cobertura da construção. Existem diferentes tipos de construção de alvenaria de pedra na construção tradicional açoriana (função da

capacidade económica dos proprietários e também da localização dos edifícios), os quais descrevem-se a seguir [28]:

- a) Alvenaria de pedra irregular: construídas com pedras de vários tipos de tamanhos e em várias formas, colocadas aleatoriamente, executadas de diferentes maneiras e usando como ligante argamassas com várias características, normalmente realizadas com “barro” ou outros materiais e em grande quantidade;
- b) Alvenaria de pedra de junta seca: constituídas normalmente por pedras de dimensões regulares em paredes que se caracterizam por não possuírem as juntas argamassadas;
- c) Alvenarias de duas folhas: realizadas com duas paredes de revestimento exterior e o espaço entre elas preenchido com material de pior qualidade (pedra miúda, “barro” e cal, solo e outros materiais). Estas paredes são executadas com pedras escolhidas, de comprimento ligeiramente superior a meia espessura da parede, colocadas de forma imbricada e a ligação das duas folhas é feita com “travessões” ou “ligadouros”, colocados na direção perpendicular e alternando em camadas sucessivas, Figura 2.14;
- d) Alvenaria de pedra de boa qualidade: constituída por pedra bastante regular, frequentemente com pedras de aresta retilínea ou faces paralelas e com resistência adequada.

O tipo de parede de alvenaria de pedra mais usual na construção tradicional açoriana é o de duas folhas, com espessura entre 0.65 e 0.70m, revestidas ou não com argamassa, e com pedra de melhor qualidade nas ombreiras, padieiras, cunhais, cornijas, etc.

O revestimento das alvenarias de pedra é executado com diversas espécies de reboco, sendo o mais comum composto por uma mistura de “barro” e cal e sobre este é aplicada uma argamassa de cal e areia. O tipo de reboco aplicado correntemente é executado na proporção de 1 de cimento para 3 de areia, adicionando-se normalmente 1 de cinzas vulcânicas [24] e [25].

### **2.6.5.3 Paredes divisórias interiores**

As paredes divisórias interiores desempenham uma função estrutural resistente importante perante um evento sísmico, apesar de serem elementos ligeiros e de fraca resistência. Por outro lado, embora sejam elementos de pequena rigidez, acabam por contribuir para o contraventamento global, acrescentando também alguma resistência à flexão das alvenarias de pedra no sentido exterior/interior. As paredes divisórias dos pisos térreos possuem geralmente maior peso próprio e são de alvenaria de pedra ou de blocos de cimento, introduzindo maior resistência ao edifício. As paredes divisórias também podem ser de tabique de madeira. Os frontais também são paredes divisórias, mas mais frequentes em edifícios modestos e geralmente só apresentam uma face e são constituídos por várias tábuas largas, pregadas em prumos. Nos edifícios mais recentes as paredes divisórias mais comuns são de blocos de cimento [24] e [25].

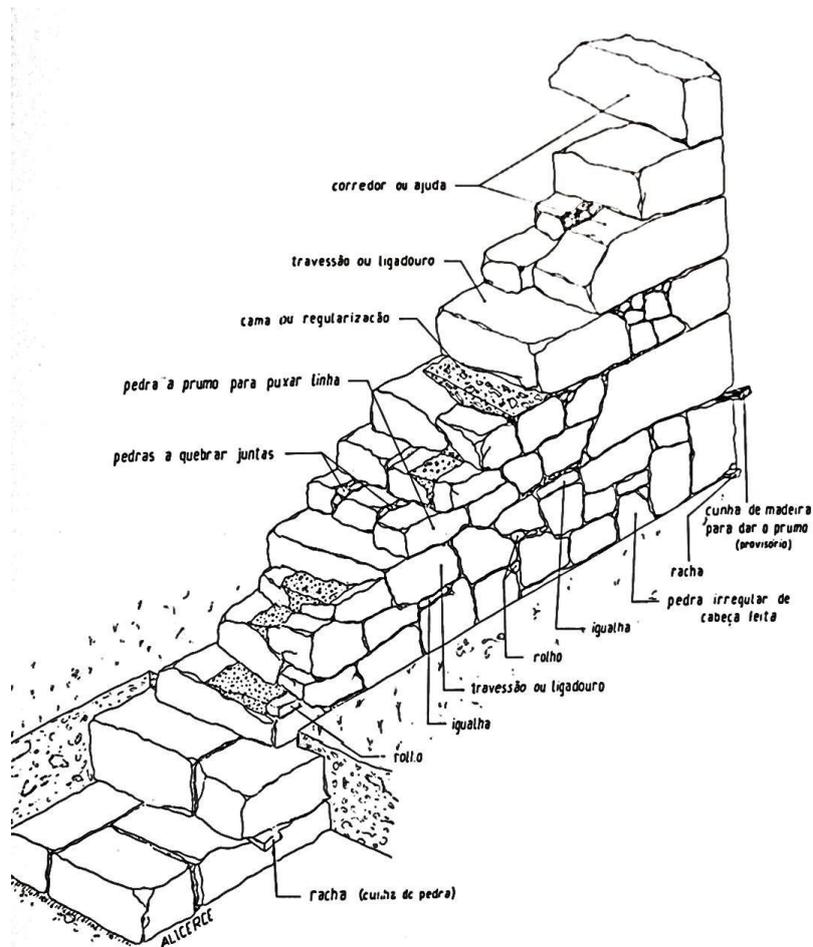


Figura 2.14 - Perspectiva esquemática de parede de alvenaria de dois panos com pedra escolhida [24].

#### 2.6.5.4 Paredes-mestras interiores

As paredes-mestras interiores, com espessura idêntica à das paredes exteriores, utilizam-se como elementos de suporte no rés-do-chão e menos usualmente no 1º piso. As construções de dois pisos e com plantas de grande dimensão dispõem também de paredes-mestras que dividem a casa longitudinalmente [24].

#### 2.6.5.5 Tipos de pavimentos

Os tipos de pavimentos mais comuns são os constituídos por soalho e vigas de madeira, em que a estrutura é formada pelas vigas, espaçadas de 0.50 a 2.0 m, encastradas nas paredes de alvenaria de pedra, vencendo vãos de 3.5 a 5.5 m, e nelas apoiam os barrotes, que por sua vez suportam o soalho constituído por tábuas. As vigas de madeira, que encastram cerca de 0.25 m nas paredes, não se encontram ligadas a nenhum elemento de travamento da mesma. Leonardo Da Vinci, no *século XVI*, considerava como fundamental, para efeitos de resistência aos sismos,

que as vigas de suporte dos pavimentos deviam ultrapassar a espessura das paredes e ficarem ancoradas na face exterior [28].

Os elementos de madeira, por vezes, são substituídos integralmente por vigas e lajes de betão armado. Em alguns casos, nas zonas “húmidas” dos edifícios é ainda colocada uma lajeta de betão armado apoiada no vigaamento de madeira existente e nas novas ampliações dos edifícios é executada uma laje de betão armado, sendo este tipo de pavimento designado de laje mista [24] e [25].

#### **2.6.5.6 Cobertura**

A estrutura de suporte da cobertura das construções tradicionais é essencialmente de dois tipos, com ou sem asna, sendo as com asna divididas em cobertura à “francesa” e em “tesoura”. No caso de não possuírem asna são designadas coberturas em “tesoura”. Todas as coberturas são constituídas por elementos de madeira que apoiam nas paredes-mestras e nas paredes exteriores. As varas na parte superior ligam-se no cume umas às outras e na parte inferior apoiam num frechal, que por sua vez se apoia nas paredes. O frechal, que corre todo o coroamento da parede e funciona como uma viga-cinta, é ligado entre paredes por vigas de madeira de secção variável. Estas vigas de madeira correspondem a tirantes que equilibram as forças horizontais transmitidas pela cobertura ao frechal [24] e [25].

Nos edifícios rurais é mais comum a utilização de telhados em “tesoura”, enquanto nos edifícios urbanos são mais frequentes os telhados à “francesa” e à “cavalo”.

Sobre as estruturas de suporte são assentes as varas de madeira e sobre estas é fixado o forro de tábuas em que assenta a telha regional de canudo [24] e [25].

#### **2.6.5.7 Cunhais**

Os cunhais são elementos que estabelecem a ligação entre paredes ortogonais e a sua colocação é muito cuidada, de modo a conferir boas características de resistência, as quais contribuem significativamente para um melhor comportamento tanto para as cargas verticais como para as ações sísmicas nas duas direções horizontais. A ligação entre duas paredes ortogonais no canto da construção (cunhal) é realizada recorrendo a uma densidade superior de pedra aparelhada com forma paralelepípedica. Os cunhais mais simples são constituídos por cantarias dispostas alternadamente nas duas direções ortogonais e devidamente aprumadas, Figura 2.15. É também comum a utilização de “travessões” e, no caso de edifícios contíguos, as ligações entre as duas paredes de fachada e a parede meeira são executadas com travamento nas duas direções e segundo os três sentidos. Nas construções mais rudimentares são também utilizados os travamentos nos cunhais nem que seja em metade da espessura da parede [24].

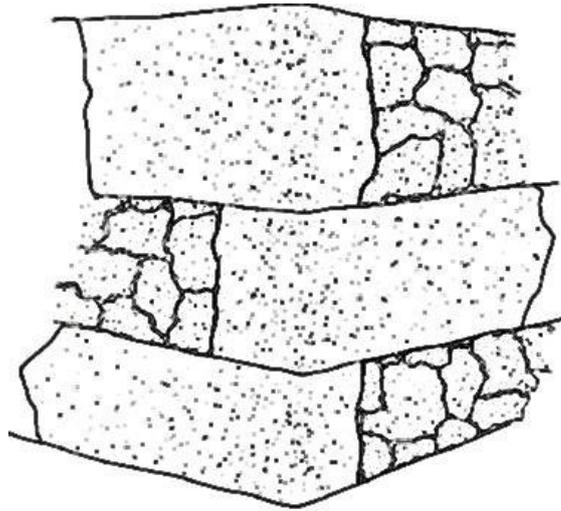


Figura 2.15 – Representação esquemática de um cunhal com travamento rudimentar [24].

#### **2.6.5.8 Vãos**

Na transição entre as paredes e os vãos existem elementos especiais de pedra (ombreiras, vergas e peitoris) mais resistentes, que visam conferir um maior confinamento à alvenaria e podem ser monolíticos ou constituídos por duas ou três peças. Salienta-se que também eram utilizadas algumas vergas em madeira, mas não era uma situação muito comum [24] e [25].

#### **2.6.5.9 Arcos**

As paredes-mestras interiores apresentam no piso térreo aberturas em arco, os quais aparecem isolados ou em grupos de dois e três, para permitir a circulação e dar continuidade estrutural às paredes de alvenaria. A maioria dos arcos é de volta inteira, aparecendo esporadicamente arcos abatidos [24].

#### **2.6.5.10 Elementos metálicos**

Estes elementos de ferro são pintados e utilizados nas varandas, janelas e esporadicamente na guarda de escadas das casas senhoriais. Existem também alguns tirantes metálicos ao nível das coberturas para confinar paredes opostas de grande dimensão longitudinal.

## **2.7 VULNERABILIDADE SÍSMICA**

### **2.7.1 Vulnerabilidade das construções existentes**

Nas intervenções de reparação e reabilitação das construções existentes deve-se realizar previamente uma avaliação do risco sísmico associado aos mesmos, com base em metodologias

adequadas para o efeito e adaptadas à escala da intervenção (e.g., quarteirão, centro histórico, zona urbana), ao tipo de construção existente e ao nível do levantamento realizado.

O estudo da vulnerabilidade das construções existentes num centro histórico deve compreender a análise dos processos de construção e a relação entre construções contíguas, que normalmente possuem paredes meias com soluções construtivas e qualidade muito heterogénea e sobre as quais assentam pavimentos e coberturas. As fachadas dessas construções normalmente não possuem características sismo-resistentes nem boas condições de ligação às paredes adjacentes. Por outro lado, a coexistência e interação entre edifícios de alvenaria e de betão armado também influencia a vulnerabilidade sísmica [29].

A análise da vulnerabilidade dos edifícios às ações sísmicas não se deve realizar considerando-os como unidades independentes. Essa análise deve atender à interação de cada edifício com os edifícios contíguos, sendo que nos centros históricos a vulnerabilidade sísmica deve realizar-se de uma forma mais abrangente, isto é, a nível de quarteirão.

A nível nacional não existe nenhum documento com carácter normativo para a definição de uma estratégia de avaliação, verificação da segurança e mitigação do risco sísmico associado ao edificado. Um bom exemplo neste âmbito é o documento italiano, *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* [30].

Contudo, em 2010, foi dado um pequeno passo quando a Assembleia da República aprovou a Resolução Nº 102/2010 sobre a adoção de um conjunto de recomendações para reduzir os riscos sísmicos [31]. É uma resolução curta mas que contém os principais tópicos sobre a matéria e que, resumidamente, passa por: 1) elaborar cartas de risco sísmico; 2) levantamento da vulnerabilidade sísmica do edificado público; 3) avaliar o estado e conservação de algumas estruturas (e.g., hospitais, pontes e escolas); 4) assegurar a obrigatoriedade de segurança estrutural antissísmica nos programas de reabilitação urbana ou a criar; 5) realização de ações de formação; e 6) estimular a investigação científica nas área da prevenção, sismologia, engenharia sísmica e caracterização geotécnica do território nacional, nomeadamente o estabelecimento de métodos racionais para a avaliação e reforço de estruturas e a identificação de metodologias de proteção sísmica a implementar.

### **2.7.2 Fragilidades estruturais das construções existentes**

Na avaliação das fragilidades das construções existentes de alvenaria deverá atender-se ao valor patrimonial, à função e à tipologia construtiva. Cada edifício, em função da sua geometria, altura e distribuição de paredes interiores, têm associados mecanismos de comportamento e potenciais fragilidades muito características. Os aspetos que normalmente influenciam a vulnerabilidade das estruturas de construções de alvenaria resistente podem ser classificados do seguinte modo [29]:

#### **Fragilidades associadas ao próprio sistema resistente:**

- a) Qualidade, constituição e morfologia das alvenarias (e.g., homogeneidade, forma, dimensão e natureza dos materiais); configuração do assentamento; tipo de ligação transversal entre panos da própria parede;
- b) Distribuição de paredes resistentes e grau de ligação entre paredes ortogonais, Figura 2.16 e Figura 2.17;
- c) Defeitos construtivos ou deformações excessivas (e.g., desaprumo das paredes);
- d) Problemas associados à topografia da envolvente do edifício (e.g., pendente excessiva do terreno),
- e) Tipo e consistência do terreno de fundação, funções inadequadas ou fundações adjacentes a diferentes profundidades e ainda impulsos de terras sobre as paredes.

Destaca-se ainda a relevância da disposição e distribuição das paredes resistentes em planta, o travamento das mesmas, particularmente das paredes periféricas das construções, dado que o tipo de ligação entre paredes ortogonais e a distância entre paredes controlam o risco de potenciais mecanismos de colapso fora do plano [29]. Por outro lado, a maioria dos edifícios de alvenaria em centros históricos encontra-se implantada em banda, pelo que é importante efetuar uma análise cuidada das paredes de fachada para verificar a ligação às paredes meeiras.

#### **Fragilidades associadas à interação entre construções contíguas e irregularidades estruturais:**

- a) Inserção e posição no agregado urbano;
- b) Irregularidades em planta e em altura;
- c) Área de aberturas nas paredes e o seu desalinhamento (vertical e horizontal);
- d) Efeito *pounding* entre construções contíguas.

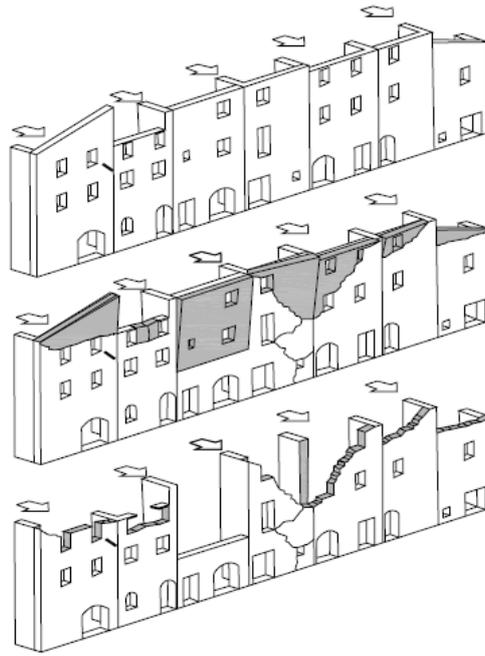


Figura 2.16 - Colapso para fora do plano devido a ligações deficientes entre paredes ortogonais [29].

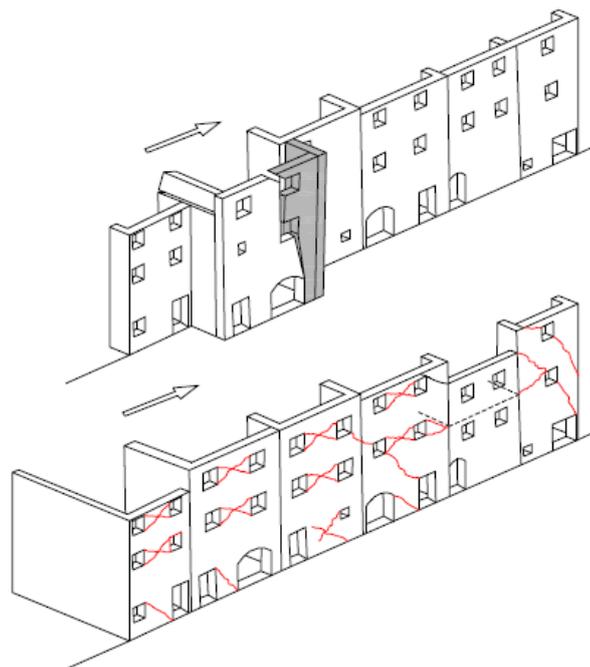


Figura 2.17 - Colapso e padrão de danos devido ao deslizamento de paredes e/ ou à posição das aberturas e pavimentos [29].

## 2.8 PRINCIPAIS SISMOS OCORRIDOS NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

A atividade vulcânica e sísmica ocorrida na zona do Atlântico norte onde se localiza o Arquipélago dos Açores é elevada e existem registos históricos que assinalam a vulnerabilidade das suas ilhas. No Anexo 1 apresenta-se o registo dos sismos que ocorreram nas diversas ilhas após o seu povoamento e na Tabela 2.2 apresentam-se os sismos que provocaram mais vítimas, destacando-se o que ocorreu em 1522, em S. Miguel, e que provocou entre 4000 e 5000 vítimas, apresentando uma intensidade máxima de X na escala de Mercalli [8].

Tabela 2.2 - Sismos que provocaram mais vítimas mortais [8]

Data	Localidade / ilha	Máx. Intensidade Observada	Vítimas mortais
1522	V. Franca / S. Miguel	X	5000
1614	P. Vitória / Terceira	IX	> 200
1757	Calheta / S. Jorge	XI	1046
1852	Rib. Grande / S. Miguel	VIII	9 a 12
1926	Horta / Faial	X	9
1980	Doze Rib. / Terceira	VIII / IX	61
1998	Ribeirinha / Faial	VIII / IX	8

Apresenta-se na Figura 2.18 o mapa epicentral com o registo dos sismos com magnitudes superiores a 3 na escala de Richter e sem réplicas e na Figura 2.19 a análise das ocorrências considerando quatro intervalos de magnitudes. Para os sismos com magnitudes superiores a 6,5 (*large events*) estima-se a sua ocorrência em intervalos de 20 anos e os de magnitudes compreendidas entre 5,5 e 6,5 (*moderate events*) em intervalos de 4 anos [32].

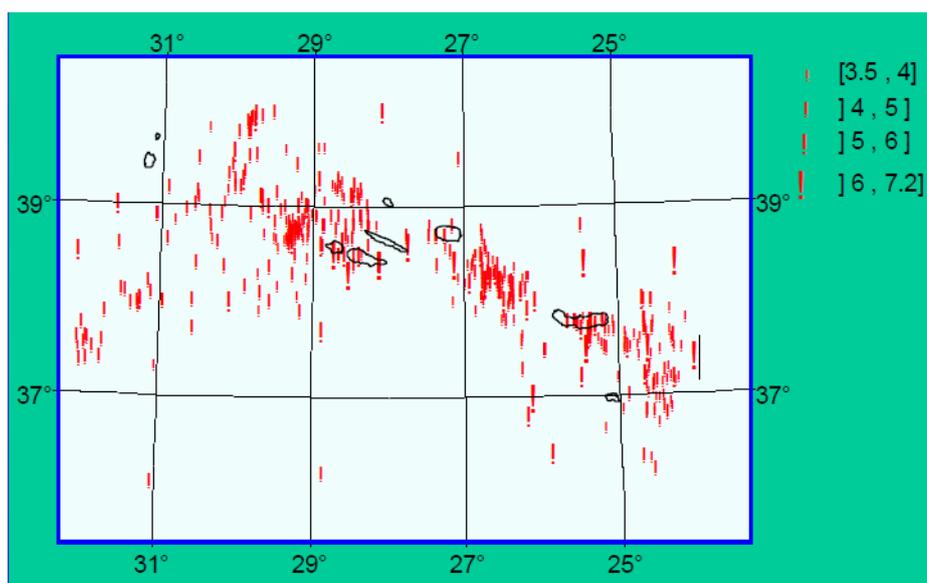


Figura 2.18 – Mapa epicentral para sismos com  $m \geq 3$  e sem réplicas [32].

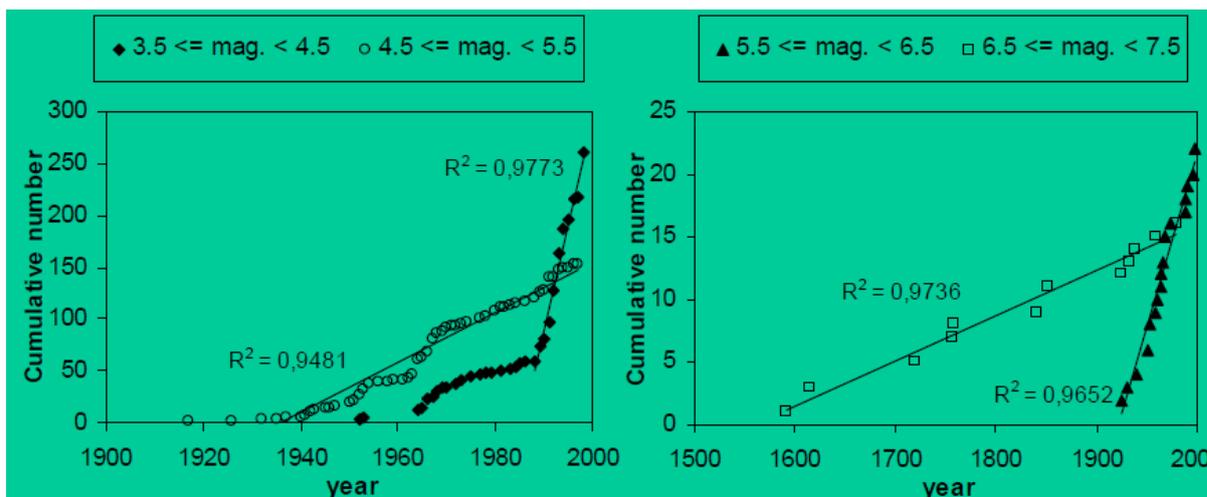


Figura 2.19 – Análise das ocorrências, com quatro intervalos de magnitudes [32].

O sismo de 1 de janeiro de 1980, com uma magnitude 7 na escala de Richter, epicentro a 25 km para sudoeste da cidade de Angra do Heroísmo e a 10 km de profundidade, foi sentido em todas as ilhas e a aceleração máxima para a componente horizontal da ilha Terceira foi estimada entre 0,1 g e 0,15 g.

O sismo de 9 de julho de 1998 com uma magnitude de 6,2 na escala de Richter e epicentro a 15km para nordeste da cidade da Horta, também foi sentido em quase todas as ilhas.

O tipo de sismo próximo é o que normalmente ocorre nas ilhas açorianas e possui características de duração, magnitude e frequência predominante que interferem claramente com o tipo de construção tradicional (forma, tipologia, sistema construtivo, materiais construtivos, etc.), razão pela qual afeta as estruturas mais rígidas (moradias, edifícios de dois a três pisos e principalmente construções de alvenaria). É um tipo de sismo caracterizado por magnitudes entre 5 e 6 na escala de Richter, duração na ordem dos 10 segundos e frequência predominante entre 2 e 3 Hz para as componentes horizontais.

Outra característica importante deste tipo de sismo é possuir uma componente vertical com valores da aceleração próximos dos valores das componentes horizontais, Figura 2.20, e uma frequência predominante elevada (entre 6 e 7 Hz), que para as construções de alvenaria é normalmente muito desfavorável [28].

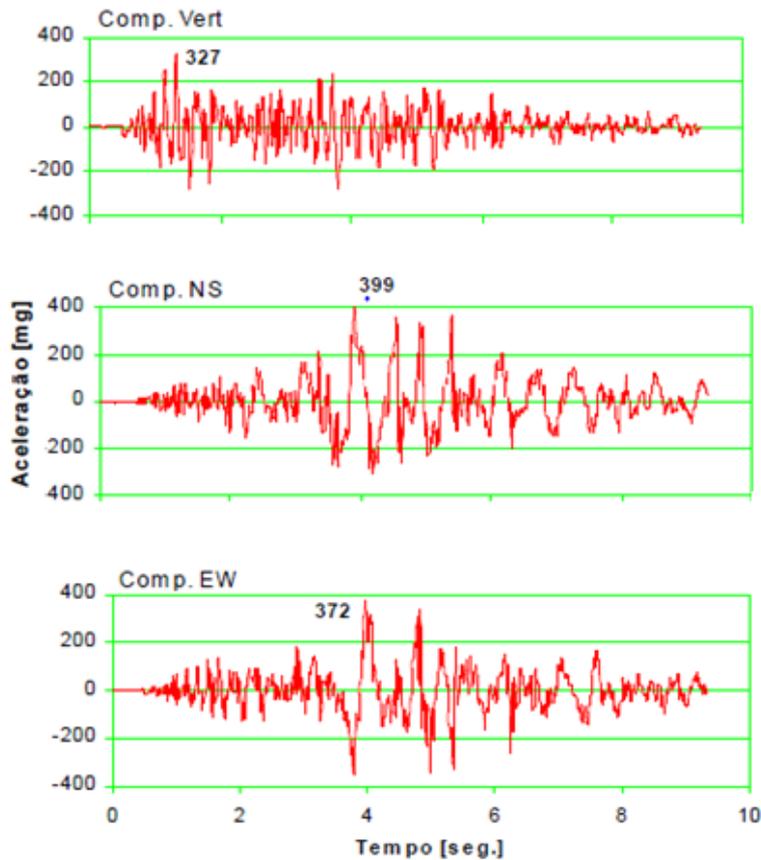


Figura 2.20 – Sismo de 1980, registado num sismógrafo do Faial [32].

## 2.9 RESUMO HISTÓRICO DA REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA

Na reconstrução de Lisboa, após o sismo de 1755, foram aplicadas técnicas e metodologias construtivas que visavam conferir resistência sísmica às construções, as quais constavam de um regulamento consagrado à defesa das construções contra os abalos sísmicos [33]. É nesta época que surge o sistema de construção anti-sísmico, denominado “gaiola pombalina”, constituído por uma estrutura tridimensional de madeira embebida nas paredes de alvenaria, sistema de aplicação obrigatória na reconstrução de Lisboa.

De realçar também, que nesta época realizaram-se os primeiros testes sísmicos em modelos de estruturas de edifícios, os quais consistiram na imposição de movimentos aos modelos com o objetivo de tentar reproduzir os movimentos sísmicos.

Como desde 1755 não ocorreu nenhum sismo de elevada intensidade ou com consequências significativas, houve um progressivo esquecimento dos efeitos desse sismo e um consequente abandono das preocupações com as construções “antissísmicas”. Como resultado verificou-se a falta de atualização do regulamento e um decréscimo na qualidade das construções.

Este hiato na regulamentação foi interrompido em 1958 com a publicação do Decreto nº 41658 que aprovou o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS) [9], o qual indicava as exigências que deviam cumprir os projetos das construções de modo a evitar a sua ruína face aos abalos sísmicos e cujo objetivo era procurar garantir, fundamentalmente, a segurança de pessoas e bens.

Neste regulamento encontravam-se estabelecidos os seguintes pressupostos [34]; 1) Estabelecer o zonamento sísmico em três zonas (A, B e C), em que as ilhas do Arquipélago dos Açores estavam incluídas na zona A (de forte risco sísmico), com exceção das ilhas de Flores e Corvo que estavam incluídas na zona C (de fraco risco sísmico); 2) obrigar à verificação específica para a força horizontal, a qual devia ser considerada, em correspondência com cada elemento de massa da construção, com uma intensidade igual ao produto do peso desse elemento por um coeficiente “c”, designado por “coeficiente sísmico”, e aplicada no respetivo centro de gravidade; e 3) estabelecer algumas condições qualitativas para a introdução, em edifícios de pequeno porte, de elementos de confinamento, cintagem, melhoria da ligação das paredes aos pavimentos e introdução de alguns montantes de betão armado, entre outras. Na Tabela 2.3 apresenta-se o coeficiente sísmico considerado no regulamento de 1958 [9], para as zonas A e B, em função do tipo ou elementos de construção.

Tabela 2.3 - Coeficiente sísmico “c” do regulamento de 1958 [9].

Localização da construção		Zona A	Zona B
Construção em conjunto	Construções correntes (edifícios)	0,10	0,05
	Construções em forma de torre (chaminés isoladas, reservatórios elevados)	0,20	0,10
Elementos da construção	Paredes e outros elementos	0,20	0,10
	Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes e da cobertura	0,30	0,15

De acordo com o regulamento de 1958 [9], o dimensionamento das construções, embora recomendado para todas as situações, podia ser dispensado para a ação sísmica nos pequenos edifícios com um só piso na zona A e o máximo de dois pisos na zona B.

Em relação às disposições construtivas, os edifícios de paredes resistentes de alvenaria, com o máximo de três pisos na zona A e quatro na zona B, podiam dispensar a verificação da estrutura, desde que satisfeitas algumas condições, nomeadamente: 1) cintas e montantes de travamento devidamente armados; 2) existência de pavimentos gerais de betão armado betonados sobre as paredes; 3) os edifícios com o máximo de dois pisos na zona A e três pisos na zona B podiam

dispensar a colocação de montantes de travamento. Estes montantes de travamento podiam também ser dispensados nos edifícios com o máximo de três pisos na zona A e de quatro pisos na zona B, desde que na construção fossem empregues “*pedras regulares resistentes e convenientemente travadas*” [9].

Em 1961 é publicado o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP) [35], que definia todas as ações a considerar para o dimensionamento estrutural. A ação sísmica era considerada uma solicitação acidental excecional. Definia as solicitações tal como no regulamento de 1958 e introduzia algumas alterações, relacionadas com o aumento dos valores do coeficiente sísmico, nos casos em que as características dos terrenos de fundação permitiam prever ações sísmicas mais elevadas e nos casos em que as construções não dispunham da contribuição adicional de resistência conferida pela existência de elementos não estruturais de travamento, tais como paredes divisórias ou de enchimento.

O zonamento sísmico do território era idêntico ao do regulamento de 1958 [9], onde as ilhas do Arquipélago dos Açores estavam incluídas na zona A, com exceção das Flores e Corvo que estavam incluídas na zona C e dispensadas da consideração de solicitações sísmicas.

As solicitações sísmicas deviam ser assimiladas a forças estáticas horizontais atuando em qualquer sentido, proporcionais à massa da construção, com uma intensidade igual ao produto do peso de cada um dos elementos por um coeficiente (coeficiente sísmico) e aplicadas no respetivo centro de gravidade. A Tabela 2.4 indica o coeficiente sísmico considerado no regulamento de 1961 [35], para as zonas A e B, em função do tipo ou elementos de construção e do tipo de terreno de fundação.

Tabela 2.4 - Coeficiente sísmico do regulamento de 1961 [35].

Localização da construção		Zona A		Zona B	
		(1)	(2)	(1)	(2)
Construção em conjunto	Construções em que <u>existe</u> reserva de resistência conferida por elementos não estruturais de travamento	0,10	0,15	0,05	0,075
	Construções em que <u>não existe</u> reserva de resistência conferida por elementos não estruturais de travamento	0,15	0,20	0,075	0,10
Elementos da construção	Paredes e elementos similares	0,20		0,10	
	Varandas, chaminés e outros elementos destacados das paredes exteriores e da cobertura	0,30		0,15	

(1) Os valores destas colunas deviam ser adotados nos casos correntes de fundação.

- (2) Os valores destas colunas deviam ser adotados sempre que os terrenos de fundação apresentavam características particularmente desfavoráveis do ponto de vista das ações sísmicas (e.g., lodos, argilas brandas, siltes e aterros recentes, desde que a superfície das camadas fosse superior a cerca de uma dezena de metros.

Com o incremento verificado na construção de edifícios de médio porte (10 a 15 pisos), é publicado no mesmo ano o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) [36], no qual foram incluídas algumas disposições do Regulamento de 1958 [9].

É de destacar que estes regulamentos eram de base essencialmente empírica, dado que as ações sísmicas eram equiparadas a ações horizontais estáticas e o zonamento sísmico, dividido em três zonas, era feito com base na carta de intensidades de Mercalli máximas observadas.

Em 1983 são publicados dois regulamentos que ainda hoje estão em vigor, o Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP) [37] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [38].

O RSAEEP [37] classifica e quantifica os diferentes tipos de ações e combinações que interessam ao dimensionamento das estruturas, especificando os princípios gerais a respeitar na verificação da segurança estrutural. A ação sísmica, neste regulamento, é genericamente determinada por métodos de análise dinâmica, admitindo no entanto uma análise por um sistema de forças estáticas horizontais em estruturas designadas por correntes. O país é dividido em quatro zonas de sismicidade, designadas por A, B, C e D, em que as ilhas do Arquipélago dos Açores estão incluídas na zona A, com exceção das ilhas de Flores e Corvo que estão incluídas na zona D, sendo a influência da sismicidade traduzida por um coeficiente de sismicidade ( $\alpha$ ), Tabela 2.5.

Tabela 2.5- Valores do coeficiente de sismicidade ( $\alpha$ ) [37]

Zona sísmica	$\alpha$
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Por outro lado, em termos de verificação da segurança das estruturas por métodos de análise dinâmica, o RSAEEP [37] considera suficiente a verificação em relação a duas ações sísmicas que representem um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (ação sísmica tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (ação sísmica tipo 2).

No final do século passado, a Comissão das Comunidades Europeias decidiu iniciar um processo com vista à elaboração de um conjunto de regras técnicas que permitissem a harmonização do projeto estrutural de edifícios e de obras de engenharia em geral. Esse conjunto de regras técnicas, designadas por Eurocódigos Estruturais, foi sendo publicado como normas provisórias

(ENV) ao longo da década de 90. Em 1999, a Comissão Europeia entendeu reconverter esses Eurocódigos em Normas Europeias definitivas (EN).

Na Tabela 2.6 apresentam-se, de uma forma muito sucinta, os vários Eurocódigos Estruturais e o seu âmbito de aplicação, assim como o número de partes que compõe cada um deles.

Tabela 2.6 – Os vários Eurocódigos Estruturais [39].

Eurocódigo	Norma Europeia	Âmbito/Especificidade	N.º de Partes	NP EN publicadas pelo IPQ
Eurocódigo 0 [40]	EN1990	Bases de projeto	1	1
Eurocódigo 1 [41]	EN1991	Ações em estruturas	10	5
Eurocódigo 2 [42]	EN1992	Projeto de estruturas de betão	4	2
Eurocódigo 3 [43]	EN1993	Projeto de Estruturas de aço	19	5
Eurocódigo 4 [44]	EN1994	Projeto de Estruturas mistas aço-betão	4	2
Eurocódigo 5 [45]	EN1995	Projeto de Estruturas de madeira	3	-
Eurocódigo 6 [11]	EN1996	Projeto de Estruturas de alvenaria	4	-
Eurocódigo 7 [46]	EN1997	Projeto geotécnico	2	1
Eurocódigo 8 [47]	EN1998	Projeto de estruturas sísmo-resistentes	6	1
Eurocódigo 9 [48]	EN1999	Projeto de estruturas de alumínio	5	-
Total:			58	17

Com o intuito de elaborar as traduções das versões finais dos Eurocódigos em português e preparar os documentos para a aplicação dos Eurocódigos em território nacional (Documentos Nacionais de Aplicação, DNA), em 1992 foi criada em Portugal a Comissão Técnica de Normalização CT115 – Eurocódigos Estruturais, a cargo do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), por delegação do Instituto Português da Qualidade (IPQ), o qual representa o CEN em Portugal. Na Tabela 2.6 apresentam-se, também, as 17 partes (NP EN) dos Eurocódigos Estruturais publicados pelo IPQ até à data [39].

No que respeita ao Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, apenas foi publicada a Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios [47].

## 2.10 EUROCODIGO 8, PARTE 1

### 2.10.1 - Introdução

O EC8 [47] tem por objetivo proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações da proteção civil importantes, quando da eventualidade da ocorrência de sismos e encontra-se subdividido em 6 partes:

- Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- Parte 2: Pontes.

- Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios.
- Parte 4: Silos reservatórios e condutas enterradas.
- Parte 5: Fundações, estruturas de contenção e aspetos geotécnicos.
- Parte 6: Torres, mastros e chaminés.

No nosso País foi dada prioridade à publicação da Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1-1:2010) [47], a qual encontra-se subdividida do seguinte modo:

1. Generalidades
2. Requisitos de desempenho e critérios de conformidade
3. Condições do terreno e ação sísmica
4. Projeto de edifícios
5. Regras específicas para edifícios de betão
6. Regras específicas para edifícios de aço
7. Regras específicas para edifícios mistos aço-betão
8. Regras específicas para edifícios de madeira
9. Regras específicas para edifícios de alvenaria
10. Isolamento de base

Além destes, possui ainda três Anexos Informativos (AI) e o Anexo Nacional (NA) que estabelece as condições para a implementação, em Portugal, da NP EN 1998-1-1:2010 – “Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas sismo-resistentes - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios” [47], as quais referem-se aos seguintes aspetos:

- a) Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP);
- b) Utilização dos Anexos Informativos;
- c) Informações complementares não contraditórias.

### **2.10.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade**

Para as estruturas em regiões sísmicas são estabelecidos dois níveis de verificação sísmica formulados em duas exigências fundamentais, cada uma com o seu nível de fiabilidade:

- a) *Exigência de não-colapso*: estabelece que as estruturas não devem colapsar sob a ação de um evento sísmico raro, para proteger, assim, as vidas humanas dos efeitos de colapsos parciais ou globais. As estruturas devem manter a sua integridade e uma capacidade mínima de suporte das cargas gravíticas durante e após a ocorrência do sismo, sendo admitido que os danos estruturais sejam elevados e que, em último caso, podem até levar à posterior demolição da estrutura, mas esta não pode, de facto, entrar em colapso;

- b) *Exigência de limitação de danos*: estabelece que os danos estruturais devem ser limitados sob a ação de um evento sísmico relativamente frequente, de modo a reduzir essencialmente as perdas económicas, estando, também, subjacente o objetivo de limitar os danos estruturais e de limitar os danos não estruturais a situações facilmente e economicamente reparáveis.

Estas duas exigências devem ser verificadas através de dois estados limites: 1) estados limites últimos; e 2) estados limites de limitação de danos. Os primeiros são associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam colocar em perigo a segurança das pessoas e os segundos são associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

### 2.10.3 Classes de importância

A importância das construções encontra-se dividida em quatro classes (I a IV), por ordem crescente de importância, cujo valor do coeficiente de importância,  $\gamma_I$  (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de importância,  $\gamma_I$  [47].

Classe de importância	Tipo de edifício	Tempo de retorno	Ação do Tipo 1	Ação do Tipo 2	
				Continente	Açores
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	243	0,65	0,75	0,85
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	475	1,00	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como, por exemplo, escolas, salas de reunião, instituições	821	1,45	1,25	1,15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1303	1,95	1,50	1,35

### 2.10.4 Condições do terreno e ação sísmica

A identificação dos tipos de terrenos é feita tendo em conta cinco perfis estratigráficos (A, B, C, D e E) e dois tipos de terrenos especiais ( $S_1$  e  $S_2$ ), devendo ser cada tipo de terreno classificado de acordo com a velocidade média das ondas de corte,  $V_{S,30}$ , se estiverem disponíveis, caso contrário pelo valor de  $N_{SPT}$ .

A sismicidade é descrita por um único parâmetro de referência ( $a_{gR}$ ) que representa o valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno do tipo A (Tabela 2.8).

Tabela 2.8 - Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas [47].

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

A aceleração à superfície para um terreno do tipo A é calculada através da expressão seguinte:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad \text{Eq. 1}$$

Os modelos básicos para a definição da ação sísmica e combinação de ações são definidos com o recurso a espectros de resposta elásticos de aceleração à superfície do terreno, que representam a componente horizontal do movimento ( $S_e$ ) do solo em função do período ( $T$ ).

O espectro de resposta elástica preconizado neste Eurocódigo para as componentes horizontais da ação sísmica é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, & T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], & T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], & T_D \leq T \leq 4s \end{cases} \quad \text{Eq. 2}$$

onde:

$S_e(T)$  - Espectro de resposta elástica;

$T$  - Período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade;

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

$T_B$  - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  - Coeficiente do solo;

$\eta$  - Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso.

Na Figura 2.21 pode-se observar a configuração do espectro de resposta elástica.

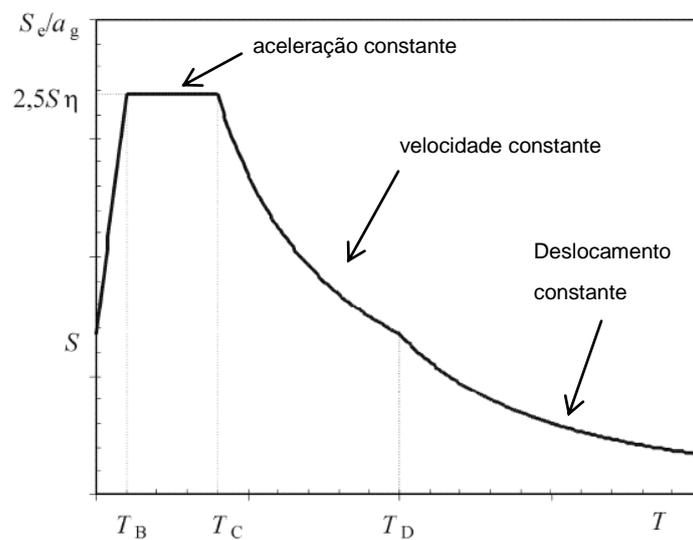


Figura 2.21 - Configuração do espectro de resposta elástico [47].

Para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor de  $S$  deve ser determinado da seguinte forma:

$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$	$S = S_{max}$
$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$	$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1)$
$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$	$S = 1.0$

Eq. 3

em que:

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno Tipo A, em  $\text{m/s}^2$ ;

$S_{max}$  - Parâmetro cujo valor é indicado na Tabela 2.9.

O Anexo Nacional considera de baixa sismicidade as situações em que  $a_g S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$ , para os dois tipos de ação sísmica.

Os valores dos parâmetros para a definição dos espectros elásticos para os dois tipos de ações são os indicados nas Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para as ações sísmicas do Tipo 1 e 2 [47].

Ação sísmica Tipo 1					Ação sísmica Tipo 2				
Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,1	0,6	2,0	A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,6	2,0	D	2,0	0,1	0,25	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	E	1,8	0,1	0,25	2,0

Com respeito ao zonamento sísmico, é apresentado um conjunto de novos mapas de sismicidade, distintos para os dois cenários considerados: ação sísmica Tipo 1 (sismo afastado/interplacas) e ação sísmica Tipo 2 (sismo próximo/intraplacas). Para a ação sísmica Tipo 1, são consideradas 6 zonas sísmicas (1.1 a 1.6), enquanto para a ação sísmica Tipo 2 são consideradas 5 zonas sísmicas (2.1 a 2.5), por ordem decrescente de sismicidade. No Arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a ação sísmica Tipo 2. O zonamento sísmico do Arquipélago dos Açores é apresentado na Figura 2.22.

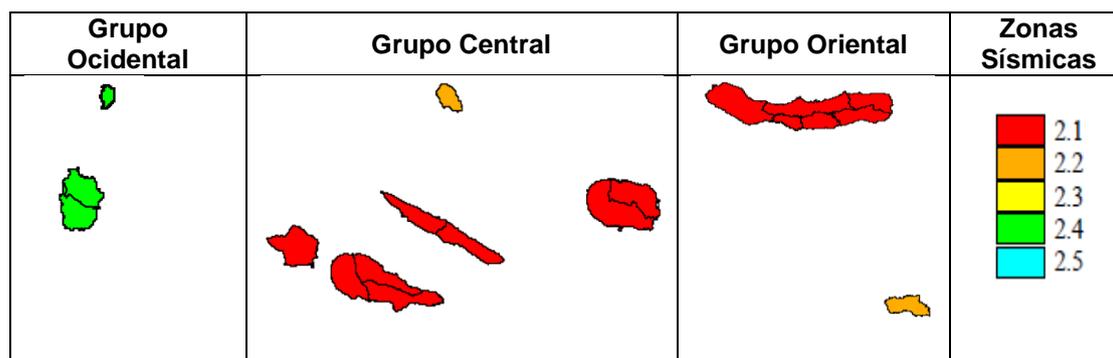


Figura 2.22 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação Sísmica Tipo 2) [47].

Atendendo à natureza vulcânica dos terrenos do Arquipélago dos Açores, foi estabelecida uma caracterização geológica e geotécnica dos perfis estratigráficos mais comuns que permitem fazer um interface com as várias configurações dos espectros de resposta (Perfis de 1 a 5).

Tendo em consideração a velocidade de propagação das ondas de corte dos diversos materiais vulcânicos existentes no Arquipélago dos Açores, foi determinada a velocidade média de

propagação das ondas de corte de cada um dos 5 perfis estratigráficos tipo, Tabela 2.10. Note-se que os valores foram calculados através da expressão (3.1) do EC8-1 [47], embora tenha sido adaptada de modo a ter em conta que os 5 tipos de perfis não atingem os 30 m de profundidade.

Tabela 2.10 - Velocidade média de propagação das ondas de corte nos perfis estratigráficos [47].

<b>Perfis</b>	<b>Velocidades de propagação (m/s)</b>
<b>1</b>	1500
<b>2</b>	850
<b>3</b>	750
<b>4</b>	530
<b>5</b>	330

Face ao valor da velocidade média de cada perfil estratigráfico, foi estabelecida a correspondência entre esses perfis e os tipos de terrenos definidos no Quadro 3.1 do EC8 [47] e que servem de base à definição da configuração dos espetros de resposta elásticos, Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Correspondência entre os perfis estratigráficos dos Açores e os tipos de terrenos definidos no Quadro 3.1 do EC8-1 [47].

<b>Perfis</b>	<b>Velocidades de propagação (m/s)</b>
<b>1</b>	A
<b>2</b>	B
<b>3</b>	B
<b>4</b>	B
<b>5</b>	C

Resultam dessas correspondências a consideração de três grupos de perfis no Arquipélago dos Açores, que se diferenciam pelas características próprias de rigidez: 1) primeiro grupo, em que se insere o Perfil 1, com rigidez considerável; 2) segundo grupo, em que se inserem os Perfis 2, 3 e 4, com rigidez intermédia; e 3) terceiro grupo, em que se insere o Perfil 5, que apresenta uma rigidez relativamente baixa.

No Anexo Nacional é ainda recomendado que, para os perfis típicos do Arquipélago dos Açores, os espetros de resposta não se definam com base nos valores de  $N_{SPT}$  (número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica) devido à presença de materiais rochosos nesses perfis estratigráficos, o que torna pouco representativa, para o efeito em causa, a informação obtida nesse tipo de ensaios.

#### 2.10.4 Regras específicas para edifícios de alvenaria

Estas regras aplicam-se aos projetos de edifícios de alvenaria simples, confinada e armada, a construir em zonas sísmicas.

No que respeita ao assentamento das alvenarias, estas são função das respetivas juntas verticais de assentamento que no nosso País apenas podem ser: 1) juntas preenchidas; e 2) juntas com encaixe.

Os edifícios de alvenaria são divididos segundo o tipo de alvenaria utilizado nos elementos resistentes aos sismos, em: 1) construções de alvenaria simples; 2) construções de alvenaria confinada; e 3) construções de alvenaria armada. No nosso País, as estruturas de alvenaria simples são permitidas somente em situações de baixa sismicidade e se realizadas com unidades do Grupo 1 e, além das prescrições da NP EN 1996-1-1 [11], devem ainda respeitar o estabelecido na Norma para estruturas de alvenaria simples.

Esses edifícios devem respeitar as regras de construção e os critérios de projeto, tais como:

- Constituídos por pavimentos e paredes, ligados em duas direções horizontais ortogonais e na direção vertical;
- A ligação entre os pavimentos e as paredes deve ser realizada por tirantes de aço ou por cintas de betão armado, que deverão ser colocados no plano da parede em cada piso e, em qualquer caso, com um afastamento vertical não superior a 4 m;
- As cintas ou tirantes deverão formar elementos contínuos de ligação fisicamente interligados entre si;
- As cintas de betão armado deverão possuir uma armadura longitudinal com uma seção transversal não inferior a 200 mm<sup>2</sup>;
- Dispor em toda a periferia lintéis ou tirantes contínuos;
- Os pavimentos devem respeitar os requisitos gerais relativos à continuidade e à efetiva função de diafragma;
- Prever-se paredes de contraventamento, pelo menos, em duas direções ortogonais e obedecer a requisitos geométricos.

Relativamente às paredes resistentes de alvenaria, no nosso País devem respeitar os requisitos geométricos indicados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Requisitos geométricos em paredes resistentes

Tipo de alvenaria	$t_{ef.min}$	$(h_{ef}/t_{ef})_{min}$	$(l/h)_{min}$
<b>Alvenaria simples</b>	240 mm	10	0,4
<b>Alvenaria confinada</b>	150 mm	16	0,4
<b>Alvenaria armada</b>	150 mm	16	0,3

Os símbolos têm os seguintes significados:  
 $t_{ef}$  - Espessura efetiva da parede (ver NP EN 1996-1-1).  
 $h_{ef}$  - Altura efetiva da parede (ver NP EN 1996-1-1).  
 $h$  - A maior das alturas livres das aberturas adjacentes às paredes.  
 $l$  - Comprimento da parede.

Os “edifícios simples de alvenaria” apenas podem pertencer às classes de importância I ou II e devem, complementarmente, respeitar as disposições relativas aos Materiais e Tipos de Assentamento, Critérios de Projeto e Regras de Construção e as Regras Específicas estabelecidas para este tipo de “edifícios simples”, que são as seguintes:

- Se utilizada alvenaria simples, o número de pisos não pode ser superior a 1;
- Se utilizada alvenaria confinada ou alvenaria armada, o número de pisos não pode ser superior a 2;
- Se utilizada alvenaria confinada ou alvenaria armada e  $a_g S \leq 1,50 \text{ m/s}^2$ , o número máximo de pisos pode ser aumentado para 3;
- A área mínima de paredes resistentes em cada direção deve ser a indicada na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Área mínima de paredes resistentes em cada direção de “edifícios simples” expressa em percentagem da área dos edifícios

Aceleração $a_g S \leq 0,98 \text{ (m/s}^2\text{)}$		$\leq 0,80$	$\leq 1,10$	$\leq 1,70$	$\leq 2,50$
Tipo de construção	Número de pisos	Valor máximo da soma das áreas das seções transversais horizontais de paredes resistentes em cada direção, em percentagem da área de pavimento por piso ( $p_{A,min}$ )			
<b>Alvenaria simples *)</b>	<b>1</b>	2%	n/a	n/a	n/a
<b>Alvenaria confinada ou armada</b>	<b>1</b>	1%	1,5%	2%	3%
	<b>2</b>	2%	2,8%	3,5%	4,5%
	<b>3</b>	2,8%	3,5%	n/a	n/a

\*) -Alvenaria com unidades do Grupo 1.

n/a – Não admissível.

Se forem cumpridas estas “Regras Específicas”, os edifícios satisfazem os requisitos fundamentais e são dispensadas as verificações analíticas da segurança.

## **2.11 EUROCÓDIGO 8, PARTE 3**

Apesar de já terem sido publicados em Portugal diversos Eurocódigos Estruturais, entre eles o Eurocódigo 8, Parte 1 [47], continua a existir um vazio regulamentar em relação à reabilitação sísmica de edifícios existentes. Como referido anteriormente, embora existam alguns documentos de âmbito técnico-científico que abordam a questão dos edifícios existentes, a verdade é que não possuem carácter regulamentar nem fornecem uma perspetiva e metodologia global que permita aos intervenientes (*e.g.*, projetistas) a elaboração de estudos e projetos de reabilitação sísmica de edifícios existentes de qualquer tipologia estrutural.

Embora exista em Portugal regulamentação de grande qualidade no âmbito estrutural, ela encontra-se prevista para o dimensionamento de novas estruturas e, por isso, o vazio regulamentar referido anteriormente leva a que nos processos de reabilitação de edifícios existentes não exista a preocupação de fazer a reabilitação do ponto de vista sísmico. A reabilitação é feita do ponto de vista do estado de conservação global dos edifícios existentes de modo a adequá-los às exigências da vida atual, partindo do pressuposto que se trata de estruturas novas e, por isso, pode aplicar-se a regulamentação vigente que foi pensada precisamente para essas estruturas.

No âmbito da reabilitação de edifícios antigos, João Appleton (2012) [49], considera que existem duas visões sobre a aplicação da regulamentação: 1) a posição maximalista considera que a regulamentação atual é aplicável tanto às construções novas como às existentes; e 2) a posição minimalista entende que, não sendo essa regulamentação vocacionada para a edificação antiga, ela não é aplicável de todo, nada tendo que ser verificado.

Este vazio regulamentar poderá ficar resolvido com a publicação da Parte 3 do Eurocódigo 8 [47], que está vocacionada precisamente para a reabilitação sísmica de edifícios existentes. Contudo, quando essa regulamentação for implementada em Portugal, será necessário fazer a sua adaptação ao caso português, nomeadamente aos tipos de construção, à ação sísmica, etc. [50]. Além disso, existem ainda duas grandes tarefas pela frente: a primeira é a de obrigar a que as construções que vão ser reabilitadas o sejam também do ponto de vista sísmico e a segunda é criar um conjunto de normas ou regulamentação que enquadre, de uma forma mais adequada, a reabilitação sísmica das estruturas.

### **2.11.1 Análise do Anexo C da Parte 3 do Eurocódigo 8**

O EC8-3 respeita à avaliação e reforço de edifícios à ação sísmica e aborda três tipologias estruturais compostas pelos materiais estruturais mais usuais, tais como, betão, aço em estruturas

metálicas e alvenaria. A tipologia de alvenaria é abordada no Anexo C que contém recomendações para a avaliação e conceção de reabilitação de edifícios de alvenaria (não reforçada, reforçada ou confinada) em regiões sísmicas e, para além do âmbito de aplicação, possui mais quatro partes:

- Identificação de geometria, detalhes e materiais;
- Métodos de análise;
- Modelos de avaliação de capacidade;
- Intervenções estruturais.

Nos pontos seguintes apresenta-se uma breve descrição de cada uma delas.

#### **2.11.1.1 Identificação de geometria, detalhes e materiais**

Alguns aspetos devem ser cuidadosamente examinados, nomeadamente: 1) tipo de unidade de alvenaria (e.g., argila, betão, etc.); 2) condição física de elementos de alvenaria; 3) configuração dos elementos de alvenaria e suas ligações; 4) caminhos de carga entre elementos laterais resistentes; 5) propriedades dos materiais constituintes dos elementos de alvenaria e qualidade de conexões; 6) presença e fixação das faces; 7) presença de componentes não estruturais; e 8) informações sobre edifícios adjacentes, caso estejam geminados.

#### **2.11.1.2 Geometria**

Os dados a recolher devem incluir os seguintes aspetos: 1) dimensões e localização de todas as paredes estruturais; 2) dimensões das unidades de alvenaria; 3) localização e tamanho das aberturas nas paredes (e.g., portas, janelas); e 4) distribuição de cargas verticais nas paredes estruturais.

#### **2.11.1.3 Detalhes**

A recolha de dados deve incluir os seguintes aspetos: 1) classificação das paredes (não-reforçadas, confinadas, ou reforçadas); 2) presença e qualidade de argamassa; 3) quantidade de reforço horizontal e vertical, nas alvenarias reforçadas; 4) tipo de ligações entre paredes e pavimentos e coberturas; 5) tipo de ligações entre paredes ortogonais; 6) tipo de reboco; 7) tipo de juntas e respetiva argamassa; 8) fissuração nas juntas horizontais e verticais; e 9) desaprumos.

#### **2.11.1.4 Materiais**

Para efeitos de quantificação e confirmação da uniformidade da qualidade de construção e a presença e o grau de deterioração, neste Anexo é recomendada a utilização de testes não-destrutivos (e.g., ultra-sons) e a utilização de testes complementares quando se pretende aumentar o nível de confiança das propriedades dos materiais constituintes das alvenarias ou para avaliar as condições das mesmas (e.g., esclerómetros, macacos hidráulicos planos, etc.). Nos testes complementares, recomenda ainda a realização de ensaios destrutivos de grande escala em determinadas regiões ou elementos, para aumentar o nível de confiança geral de propriedades

estruturais ou para prestar informação especial, tais como forças fora do plano, forças no plano, capacidade de deformação e comportamento de ligações e aberturas.

#### **2.11.1.5 Métodos de análise**

Os métodos de análise recomendados são os seguintes: 1) métodos lineares: estáticos e multi-modal; e 2) métodos não-lineares: estáticos ou dinâmicos.

Os métodos não-lineares só devem ser aplicados quando não forem cumpridas as condições estabelecidas para os métodos lineares, a saber: 1) as paredes resistentes estão dispostas ortogonalmente em ambas as direções horizontais; 2) os pavimentos possuem suficiente rigidez no plano e estão adequadamente ligados às paredes de contorno, assumindo-se que podem distribuir as forças de inércia como um diafragma rígido; 3) pavimentos em lados opostos de uma parede encontram-se à mesma altura; 4) as paredes são contínuas ao longo da sua altura; 5) em cada pavimento, a razão entre a rigidez lateral no plano da parede mais rígida e a parede mais fraca, avaliadas quanto à presença de armaduras, não pode exceder 2.5; e 6) os “*spandrels*” incluídos no modelo devem ser construídos com blocos adequadamente interligados aos das paredes adjacentes ou possuam elementos de ligação.

#### **2.11.1.6 Modelos de avaliação da capacidade**

Os modelos recomendados são divididos em três tipos de casos: 1) avaliação global; 2) elementos sujeitos a força normal e de flexão; e 3) elementos sujeitos a força de corte. Em cada um dos casos pode utilizar-se os seguintes Estados Limite: 1) Colapso Eminente; 2) Danos Severos; e 3) Danos Limitados.

#### **2.11.1.7 Intervenções estruturais**

Estas técnicas visam a reparação e o reforço das alvenarias existentes.

##### **a) Reparação de fissuras**

Para as fissuras menores que 10 mm em paredes de pequena espessura é recomendada a sua selagem com argamassa. No entanto, se a parede não possuir pequena espessura, é recomendada a utilização de injeções de argamassa de cimento não-retrátil. A resina epoxy pode ser utilizada para fissuras finas.

Caso as fissuras sejam relativamente largas (*e.g.*, espessura superior a 10 mm), a área danificada deve ser reconstruída usando blocos ou pedras alongadas. Caso contrário, devem ser usados grampos, chapas de metal ou malhas de polímeros para unir os dois bordos das fissuras. Em qualquer dos casos, os vazios devem ser preenchidos com argamassa fluida de cimento.

Quando as juntas horizontais estão niveladas, a resistência das paredes verticais contra a fissuração pode ser consideravelmente melhorada introduzindo varões de aço de pequeno

diâmetro (cabos de aço ou bandas de malhas poliméricas) por forma a ficarem embebidos nas juntas.

Para corrigir extensas fissuras diagonais, podem realizar-se reforços verticais de betão, normalmente em ambos os lados das fissuras, sendo que os reforços devem possuir estribos fechados e barras longitudinais. Podem utilizar-se também fios de corda entrançados que são introduzidos através das nervuras de betão. Em alternativa, podem ser utilizadas malhas poliméricas para envolver uma ou ambas as faces das paredes de alvenaria revestida com uma camada de argamassa.

#### **b) Reparação e reforço de interseções de paredes**

Para melhorar a conexão entre as paredes que se intercetam, devem dispor-se os blocos ou pedras de forma cruzada. A ligação pode ser feita mais eficazmente de diversas maneiras: 1) construção de uma cinta de betão armado; 2) adição de placas de aço ou malhas nas juntas horizontais; e 3) inserção de barras de aço inclinadas em furos feitos na alvenaria que depois são argamassadas.

#### **c) Reforço de diafragmas horizontais**

Os pavimentos de madeira podem ser reforçados no plano contra a torção do seguinte modo: 1) pregar uma camada adicional de placas de madeira às existentes, de forma ortogonal ou oblíqua; 2) aplicando uma camada de betão reforçado com malha de arame soldado, sendo que o betão de sobreposição deve ficar ligado ao pavimento de madeira e ancorado às paredes; e 3) colocação de uma malha diagonal dupla de ligações de aço no plano, ancoradas às vigas e às paredes perimetrais.

No caso das treliças de cobertura, devem ser fixadas e ancoradas às paredes onde as suas extremidades apoiam. Os diafragmas horizontais devem ser criados ao nível do fundo das treliças (e.g., adição de contraventamento).

#### **d) Vigas de amarração**

Se existirem vigas de amarração danificadas entre paredes e pavimentos, elas devem ser reparadas ou reconstruídas. Se não houver nenhuma viga de amarração na estrutura do edifício original, tais vigas devem ser adicionadas.

#### **e) Reforço dos edifícios existentes através de amarrações de aço**

A adição de amarrações é um meio eficaz de ligar paredes e melhorar o comportamento global de edifícios de alvenaria, podendo utilizar-se ligações de aço, ao longo ou transversalmente às paredes, à vista ou dentro de furos nas paredes. Essas amarrações, pós-tensionadas, podem ser utilizadas para melhorar a resistência das paredes para fazer face a tensões de tração.

#### **f) Reforço do núcleo de pedra solta entre as folhas da alvenaria**

Caso seja possível verter argamassa de cimento através do núcleo de pedra solta, esta pode ser uma forma de reforçar as paredes de alvenaria. No entanto, caso se preveja uma fraca adesão da argamassa à pedra do núcleo, a aplicação da argamassa de cimento deve ser complementada com barras de aço inseridas através do núcleo e ancoradas às folhas exteriores da parede.

#### **g) Reforço de alvenarias com encamisamento de betão armado ou perfis metálicos**

O encamisamento pode ser realizado através de betão projetado que será aplicado depois de previamente colocado o reforço com malhas de aço ou perfis metálicos devidamente fixados às paredes.

Os revestimentos devem ser aplicados de preferência nas duas faces da parede, mas nada obsta a que seja aplicado apenas numa face. As duas camadas de revestimento aplicado em faces opostas da parede devem ser ligadas através da alvenaria por meio de amarrações transversais (conectores metálicos). No caso de encamisamentos aplicados apenas numa face, eles devem ficar ligados à alvenaria através de pregagens.

Quanto aos perfis metálicos, podem ser utilizados de uma forma similar, desde que sejam adequadamente ligados a ambas as faces da parede, ou apenas numa.

#### **h) Reforço de paredes com encamisamento de malhas de polímeros**

As malhas de polímeros podem ser usadas para reforçar elementos de alvenaria existentes e novos. No caso de elementos existentes, as malhas devem ser ligadas a partir de uma parede de alvenaria, de um ou de ambos os lados, e devem ficar ancoradas nas paredes perpendiculares. Em elementos novos, a intervenção pode envolver a inserção adicional de malhas horizontais de camadas de argamassa entre os blocos ou pedras. A argamassa de recobrimento das malhas poliméricas deve ser dúctil, preferencialmente de cimento e cal, com reforço de fibras.



## 3 SOLUÇÕES DE REFORÇO

### 3.1 EFEITOS DOS SISMOS SOBRE AS CONSTRUÇÕES

Os movimentos sísmicos introduzem vibrações nas construções tanto na horizontal como na vertical. Como oposição a essas vibrações horizontais, desenvolvem-se nas construções forças laterais que serão tanto maiores quanto maior a vibração introduzida nas suas fundações e, além disso, também quanto mais pesados forem os elementos dessas construções maiores serão essas forças. Por outro lado, quanto mais rígidas forem as estruturas resistentes das construções maiores serão as forças de oposição à sua deformação.

De modo a que tenham um bom comportamento face aos movimentos sísmicos, as construções devem possuir uma resistência elevada ou boa capacidade para se deformarem sem colocarem em causa a sua integridade estrutural. As paredes destas construções, em conjunto com os pavimentos e coberturas, constituem os seus principais elementos resistentes, tanto para cargas verticais como horizontais, e o bom desempenho das mesmas assume um papel fundamental no comportamento global das construções durante a ocorrência de um sismo.

#### 3.1.1 Comportamento das alvenarias

Os diversos tipos de alvenarias possuem, geralmente, um bom comportamento aos esforços de compressão para as cargas verticais devidas ao peso próprio ou ao apoio de pavimentos e coberturas. Ao invés, o seu comportamento é muito variável perante outro tipo de esforços (*e.g.*, ação sísmica), podendo ir desde a resistência satisfatória até ao colapso. As alvenarias com junta seca ou com ligante fraco e pedra irregular, com uma ou duas folhas, são as que apresentam pior comportamento face à ação sísmica e acabam normalmente por desagregar-se, Figura 3.1. Os aspetos mais relevantes deste mecanismo de desagregação são os seguintes [12].:

- As pedras escapam mais facilmente quanto mais arredondadas forem;
- As paredes esboroam-se para os dois lados, devido à variação do sentido das forças originadas pelos movimentos sísmicos;
- A existência de acelerações verticais agrava a desagregação já que diminui as forças de compressão verticais (efeito estabilizador);
- Com pedra de inferior qualidade, além da desagregação, pode ocorrer a sua fratura.

As vibrações sísmicas perpendiculares ao plano da parede desempenham um papel fundamental na eventual desagregação das alvenarias, mas as vibrações noutras direções também produzem o mesmo efeito sobretudo quando existem acelerações verticais importantes. A excitação das

fundações pela componente vertical dos sismos provoca um agravamento dos danos nas paredes de alvenaria de blocos de pedra e conseqüentemente problemas no comportamento estrutural.

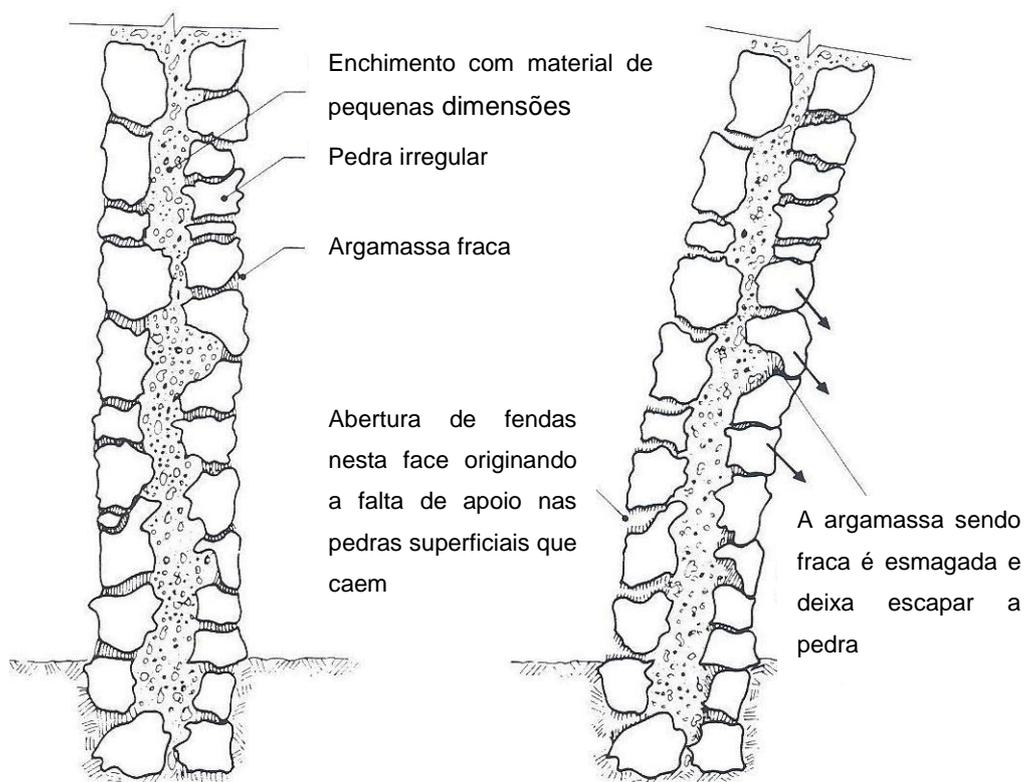


Figura 3.1 – Representação esquemática de parede de alvenaria seca ou de ligante fraco com pedra irregular [12].

A utilização de argamassas resistentes e duráveis (e.g., argamassa de cimento ou de cimento e cal) melhora muito o comportamento estrutural das paredes de alvenaria. O mesmo sucede quando se substitui a pedra irregular por pedra regular aparelhada, a qual permite melhor interligação e travamento mútuo dos elementos (imbricamento) e a desagregação da alvenaria é muito mais difícil de ocorrer.

A introdução de alguns pormenores construtivos nas paredes de alvenaria de pedra seca pode também contribuir para melhorar o seu comportamento, especialmente através da colocação de elementos de ligação transversais aos panos (ligadores), que podem ser de pedra, madeira ou metal, atravessam toda a espessura das paredes e são dispostos com um espaçamento regular tanto em comprimento como em altura. Como ligam as duas faces da parede, aumentam a solidarização da alvenaria e conseqüentemente a resistência à desagregação. Estes elementos quando colocados em paredes de alvenaria com argamassa de melhor qualidade contribuem também para melhorar o seu comportamento durante a ocorrência de sismos, pelo que é uma das medidas de reforço normalmente recomendadas para o reforço ou reparação de paredes de alvenaria de pedra solta, Figura 3.2 [12].

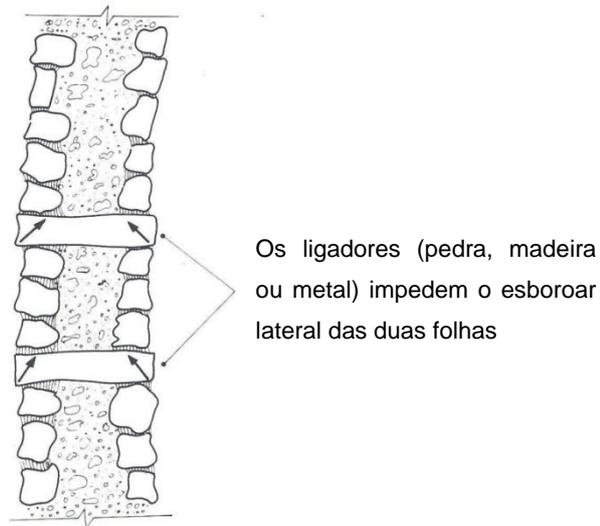


Figura 3.2 – Representação esquemática do efeito dos ligadores na estabilização das alvenarias [12].

### 3.1.2 Comportamento das paredes

As paredes de alvenaria muito compridas e sem travamento quando solicitadas por um sismo nas várias direções ficam sujeitas a forças transversais e longitudinais relativamente ao seu plano, forças essas que provocam efeitos diferentes nas paredes. As forças transversais (para fora do plano) são muito mais desfavoráveis que as forças longitudinais (no plano), uma vez que as paredes de alvenaria têm resistência reduzida e são facilmente derrubadas mesmo por pequenas forças, Figura 3.3. Neste caso ocorre o efeito de arco, dando origem a que as paredes se comportem, por vezes, como uma escora transversal.

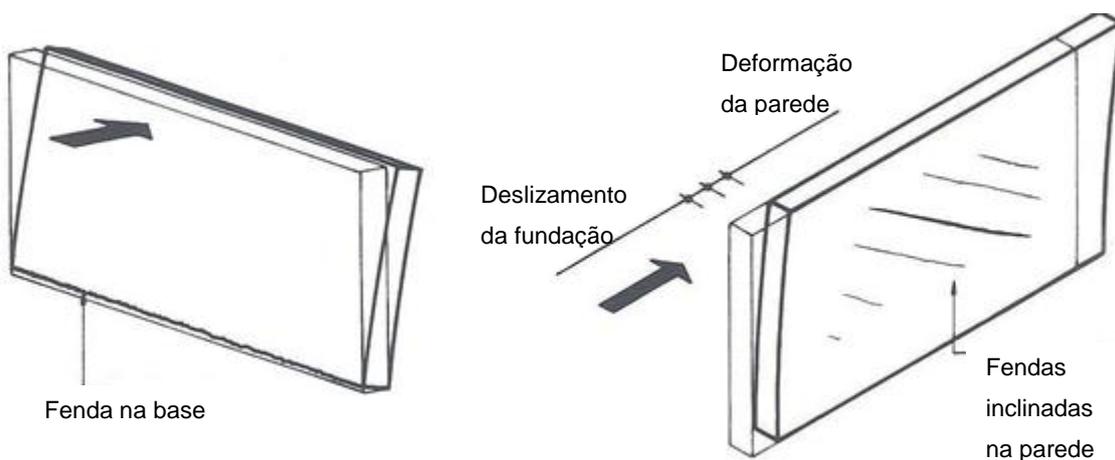


Figura 3.3 – Representação esquemática de parede isolada de boa alvenaria atuada por forças laterais [12].

O derrubamento das paredes pode ser causado pela abertura de uma fenda junto à fundação ou pela própria rotura da fundação. Embora no primeiro caso possa não existir danos na fundação, verifica-se, no entanto, uma queda em bloco da parede em ambos os casos.

Ao invés, a ação das forças longitudinais é suportada em muito melhores condições já que, devido à sua disposição, a parede transfere as forças para a fundação e, embora não ocorra o seu derrubamento, existe um mecanismo de rotura uma vez que a sua resistência não é infinita. Estes mecanismos de rotura podem ser de dois tipos: de deslizamento da parede em relação à fundação ou fendilhação da própria parede, normalmente com uma orientação inclinada. Mas qualquer deles não altera significativamente a capacidade de suporte das paredes para cargas verticais.

Como a ação sísmica ocorre nas várias direções, os elementos resistentes devem ser dispostos em mais de uma direção para se obter um bom comportamento da construção e, além disso, deve assegurar-se ainda a existência de ligações entre essas paredes de modo a que funcionem em conjunto. A disposição das paredes de boa qualidade em duas direções ortogonais e devidamente interligadas é normalmente considerada uma condição suficiente para assegurar o bom comportamento sísmico de uma construção, Figura 3.4 [12].

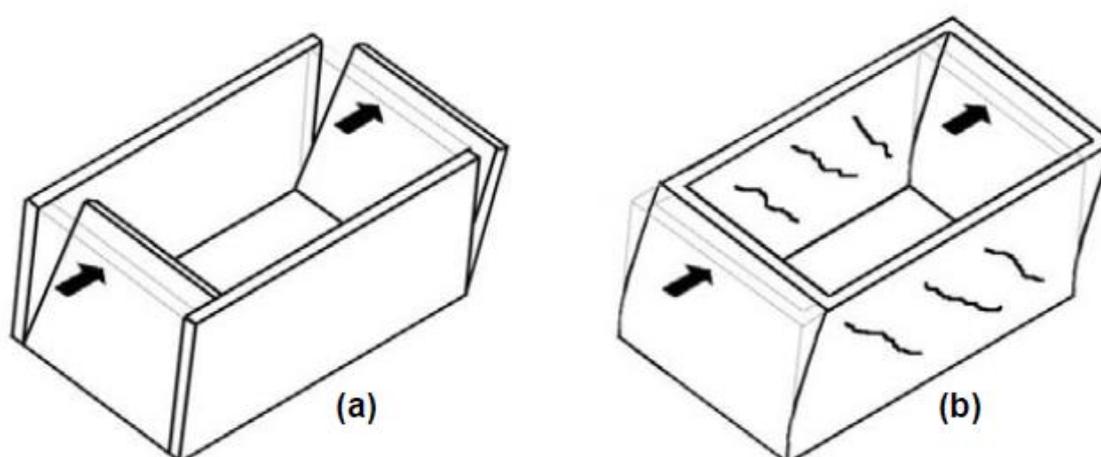


Figura 3.4 – Representação esquemática de danos: (a) para fora do plano da parede devidos a ação horizontal; (b) no plano da parede devido a ação horizontal [12].

Contudo, este bom funcionamento pode não ser suficiente quando existam paredes de alvenaria de comprimento apreciável, mesmo com os cunhais devidamente interligados, mas sem paredes transversais intermédias. Os cantos dos edifícios são elementos extremamente importantes para o comportamento global e manifestam-se particularmente sensíveis à ação do sismo nas duas direções. Quando o sismo atua na direção perpendicular a paredes de grande comprimento a sua zona central funcionará isoladamente e será derrubada para fora do plano, Figura 3.5.

Além disso, podem ocorrer situações graves e irreversíveis para a segurança das estruturas se forem insuficientes as ligações das paredes de fachada com as paredes interiores e paredes de

empena, ou mesmo com lajes se existirem, as quais podem ser evitadas (e.g., colocação de tirantes a ligar paredes opostas e/ou correta ligação do piso às paredes).

Nas estruturas mistas, constituídas por paredes de alvenaria confinadas com elementos de betão armado, as paredes absorvem a maior percentagem das forças horizontais, devido à baixa rigidez horizontal dos pilares.

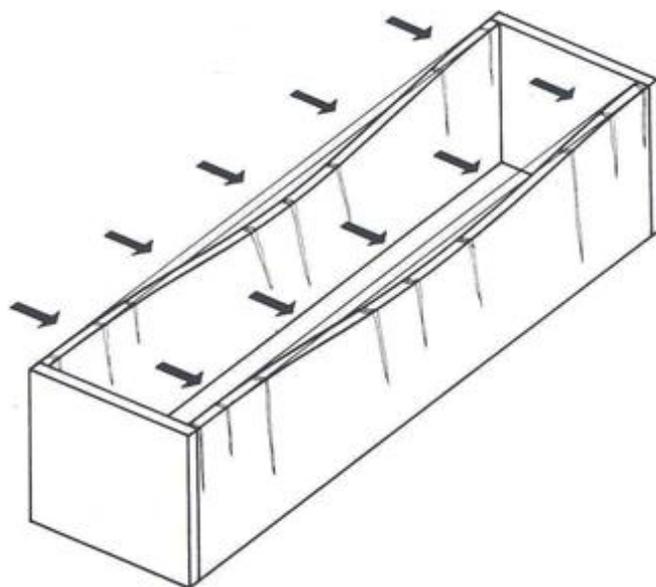


Figura 3.5 – Representação esquemática de duas paredes compridas travadas nos cunhais [12].

Assim, de modo a melhorar o bom comportamento sísmico de construções novas com paredes de alvenaria de pedra, deve-se procurar:

- Construir paredes de alvenaria de boa qualidade e devidamente ligadas entre si para obter o funcionamento conjunto das mesmas;
- Construir fundações adequadas em todas as paredes de alvenaria;
- Dispor paredes de alvenaria com boa resistência em direções ortogonais;
- Criar boas ligações entre todas as paredes de alvenaria;
- Evitar a existência de paredes muito longas sem travamento transversal.

### 3.1.3 Efeitos das aberturas em paredes

As dimensões das aberturas realizadas nas paredes de fachada (e.g., portas e janelas) podem alterar substancialmente o comportamento e a resistência dessas paredes, comportamento que depende da relação entre as dimensões das paredes e a das aberturas.

Enquanto numa parede sem aberturas a força horizontal aplicada pode ser transferida para a fundação seguindo uma trajetória diagonal, numa parede com aberturas essa trajetória é interrompida e pode ter as seguintes consequências:

- A trajetória de transferência da força é alterada e faz-se na mesma diagonalmente mas com a subdivisão da força global através dos nembos entre aberturas, que funcionam como elementos estruturais resistentes;
- Como ao nível das aberturas as áreas de panos de parede diminuem, as tensões desenvolvidas nos nembos são, para forças iguais, mais elevadas do que numa parede sem aberturas;
- A rigidez global da parede é inferior, ou seja, para forças iguais deforma-se mais.

Como o aparecimento da fendilhação é função das tensões de tração, numa parede com aberturas a fendilhação pode surgir mais rapidamente para forças inferiores.

Atendendo ao caráter oscilatório do sismo, as fendas nas paredes formam-se primeiro num sentido e quando inverte o sentido fecham-se e forma-se um novo conjunto de fendas que se cruzam com as anteriores (configuração em “X”), o qual pode provocar a rápida desagregação dos nembos, especialmente junto aos seus cantos, onde ocorre uma grande concentração de tensões. A destruição dos nembos entre aberturas diminui drasticamente a resistência da parede a forças horizontais e pode originar também a perda da capacidade resistente vertical e conseqüentemente o colapso da parede e dos elementos por ela suportados (pavimentos e cobertura).

#### **3.1.4 Efeitos de assimetrias e irregularidades**

As construções apresentam geralmente irregularidades e assimetrias, quer em planta quer em altura, com implicações no seu comportamento sísmico. Uma distribuição diferenciada de aberturas (portas e janelas) nas paredes diminui a rigidez das mesmas no seu plano, situação que implicará o aparecimento de efeitos de torção e conseqüentemente maiores danos nessas paredes. A distribuição diferenciada de paredes em planta implicará também danos importantes nos cunhais de ligação entre os diversos corpos das construções devido à diferença de rigidez e pode provocar deslocamentos diferenciais com a conseqüente concentração de esforços, Figura 3.6. A distribuição assimétrica dos pesos das construções também pode prejudicar o comportamento das construções, já que os elementos com maior peso terão tendência a suportar uma maior percentagem das forças sísmicas. Quando numa construção existem corpos com diferenças significativas de altura, Figura 3.7, ou entre construções contíguas, os corpos ou edifícios mais altos acumulam maiores danos sísmicos, caso não tenham sido reforçados para esse efeito. Portanto, deve-se ter em conta alguns aspetos fundamentais para se obter um bom comportamento das construções:

- Um sismo ao atuar sobre uma construção fá-la vibrar e origina forças que atuam sobre os seus vários elementos;
- Essas forças são resistidas tanto melhor quanto mais uniforme for a sua distribuição sobre toda a construção;
- A existência de irregularidades, quer na distribuição da rigidez e resistência em planta ou em altura, quer na distribuição dos pesos da construção, contraria ou impede a uniformidade de distribuição de forças;
- A concentração de esforços pode levar a um comportamento menos favorável da construção e conseqüentemente a um aumento de danos.

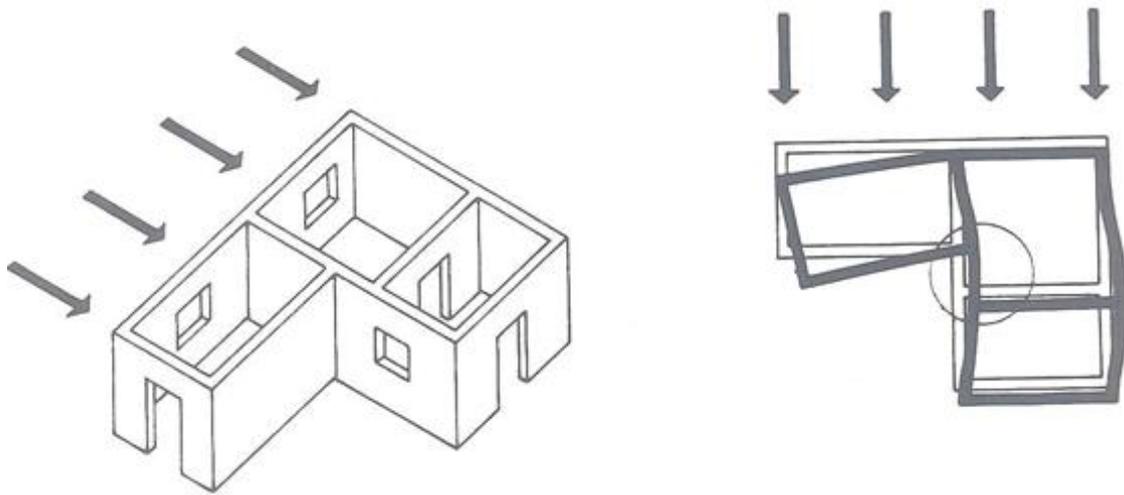


Figura 3.6 - Representação esquemática do efeito de irregularidade em planta no comportamento sísmico de construções [12].

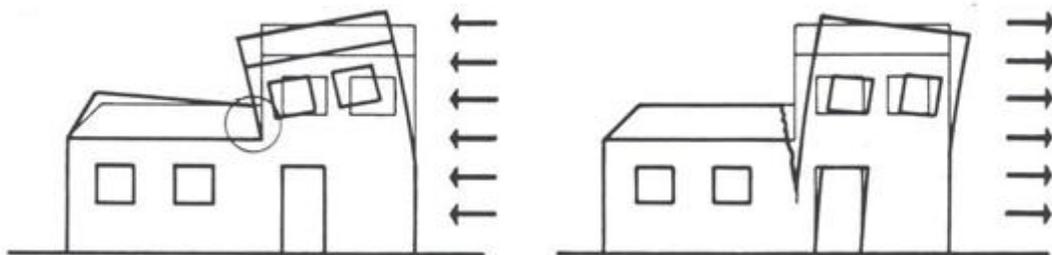


Figura 3.7 - Representação esquemática do efeito de irregularidade em altura no comportamento sísmico de construções [12].

### 3.1.5 Mecanismos de colapso de paredes de alvenaria

O mecanismo de colapso de uma estrutura corresponde à sua configuração deformada e aos danos no momento do colapso. A rotura ou colapso do edifício pode ser total ou parcial, ficando impedido, em qualquer caso, o seu normal funcionamento.

A problemática dos mecanismos de colapso em edifícios antigos de alvenaria já foi estudada por diversos autores, sendo vasto o número de exemplos de modos de colapso, bem como as suas justificações [12] e [51] a [55].

Existem dois tipos de mecanismos de rotura característicos das estruturas de alvenaria submetidas à ação sísmica e a que já se fez referência anteriormente. O primeiro prende-se com a deficiente ligação entre as paredes ortogonais exteriores que resulta em colapsos para fora do plano das paredes, associados a fenómenos de derrubamento e flexão. Quando esta ligação é eficiente, ou seja, capaz de mobilizar um efeito de conjunto, o modo de rotura é associado à fendilhação por corte dos panos de alvenaria, o que constitui danos no plano da parede. A direção das fendas é perpendicular à direção principal de tração e depende das dimensões da parede. Na Figura 3.4 podem-se observar os dois tipos de mecanismos de rotura consoante a eficiência da ligação entre as paredes exteriores ortogonais.

No caso de deformações para fora do plano da parede, a rotura da parede dá-se por flexão composta. A acumulação de tensões de compressão na interface entre duas paredes de pisos consecutivos pode levar ao esmagamento de material e conseqüentemente à diminuição da base de apoio da parede superior, resultando no derrubamento da parede. O processo encontra-se esquematizado na Figura 3.8.

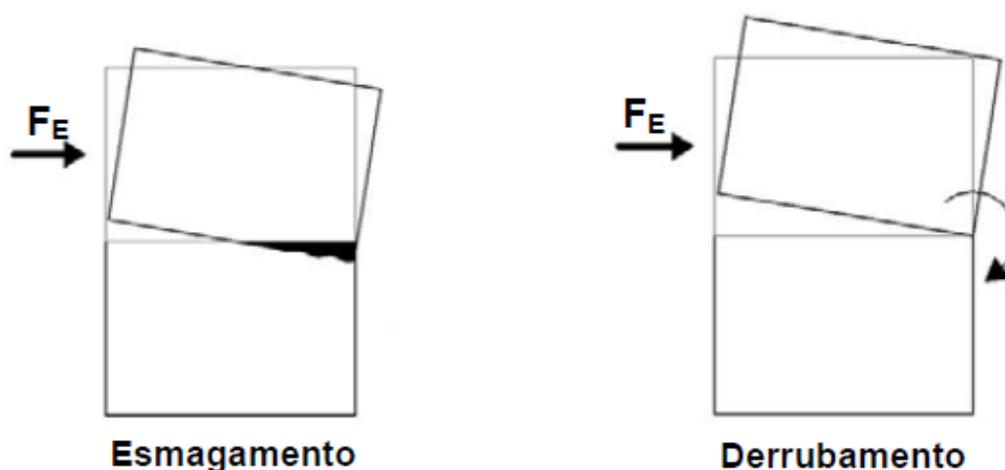


Figura 3.8 – Representação esquemática de mecanismo de rotura para fora do plano da parede [56].

O derrubamento das paredes para fora do seu plano é um mecanismo de rotura expectável nas construções de alvenaria de pedra, mas o colapso ocorre geralmente nas fachadas, permanecendo o interior intacto, situação que contribui, por vezes, para salvaguarda de vidas humanas e minorar os prejuízos económicos e materiais. Em certos casos o derrubamento das fachadas poderá ser suficiente para provocar o colapso da cobertura ou dos pisos superiores e conseqüentemente levará ao colapso total da estrutura, situação que poderá inviabilizar a recuperação das construções. Na Figura 3.9 ilustra-se o mecanismo descrito, podendo ocorrer a diferentes níveis. Note-se que quanto menos pisos existam acima da charneira de derrubamento, menor é a probabilidade de ocorrência de um colapso global. A Figura 3.9 ilustra ainda como o derrubamento da parede para fora do seu plano pode arrastar consigo os pisos acima da charneira.

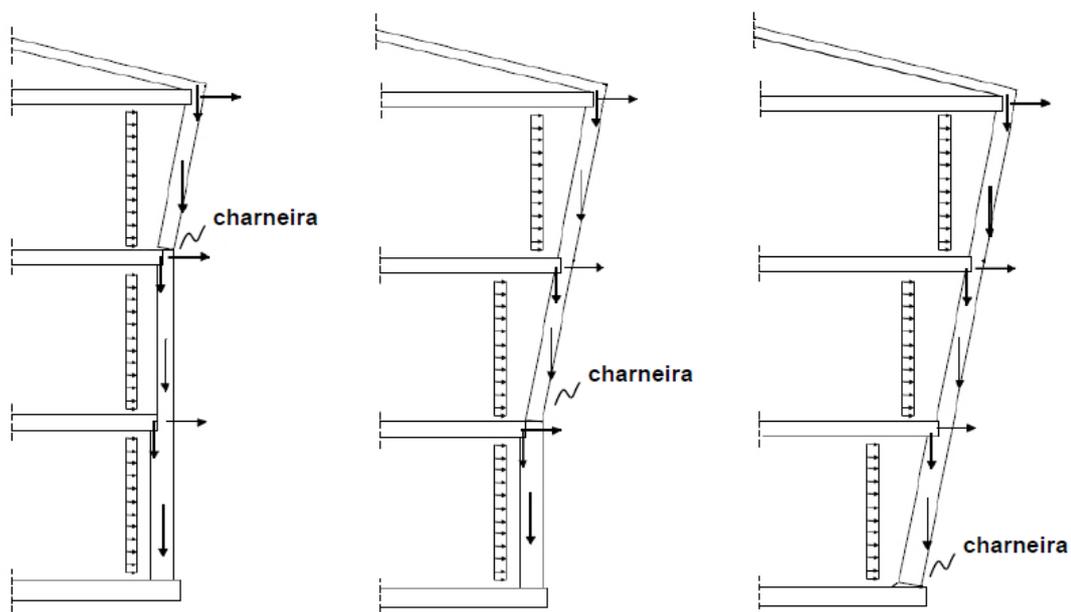


Figura 3.9 – Representação esquemática de mecanismo de derrubamento por flexão composta para fora do plano da parede [57].

Para as deformações no plano da parede, a rotura dá-se por corte ou derrubamento. Os mecanismos de rotura por corte são os de deslizamento, Figura 3.10(b), e o de fendilhação diagonal, Figura 3.10(c). O mecanismo de rotura por derrubamento é um mecanismo de flexão composta, Figura 3.10(a). O deslizamento pode conduzir também ao derrubamento quando o deslocamento relativo entre as duas superfícies é elevado, superior a metade da espessura da parede, Figura 3.11 [56].

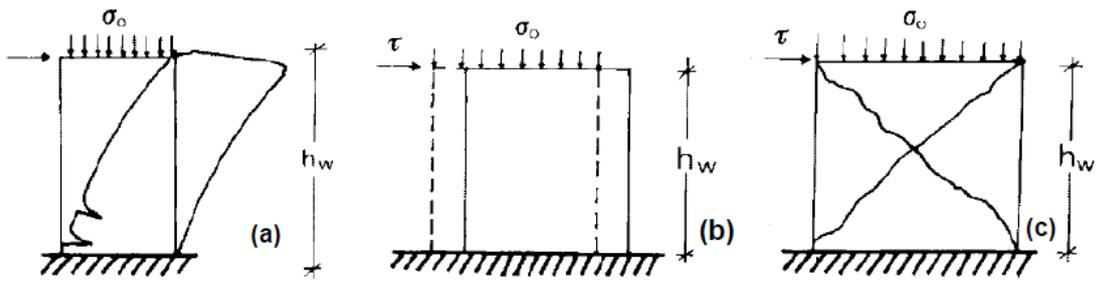


Figura 3.10 - Representação esquemática de mecanismos de colapso nos nembos, no plano da parede: (a) flexão composta; (b) deslizamento; (c) fendilhação diagonal [58].

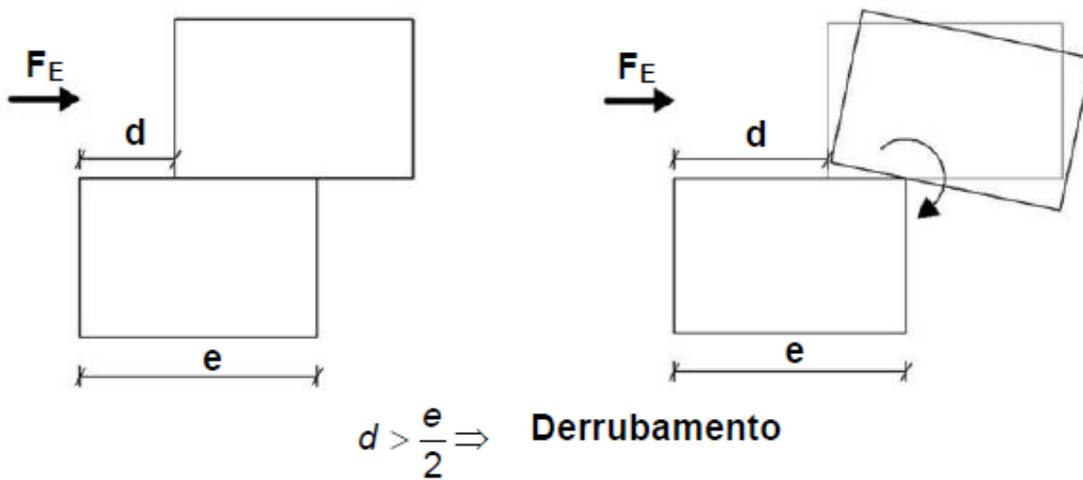


Figura 3.11 - Representação esquemática de mecanismo de deslizamento e consequente derrubamento no plano da parede [56].

Nas paredes de fachada em alvenaria de pedra, a resistência à ação sísmica e às cargas verticais é essencialmente garantida pelos nembos, sendo que os lintéis desempenham um papel de ligação entre nembos e é tão mais importante quanto maior for o número de pisos do edifício [59].

O estudo do comportamento mecânico dos lintéis segue as mesmas etapas do estudo dos nembos, sem esquecer duas diferenças óbvias, nomeadamente a orientação da argamassa de assentamento ser paralela ao eixo do elemento e o esforço axial apenas devido ao peso próprio do lintel ser reduzido ou mesmo nulo.

### **3.2 DANOS OBSERVADOS NAS CONSTRUÇÕES TRADICIONAIS APÓS O SISMO DE 1980**

Ao longo da sua história, os sismos que ocorreram no Arquipélago dos Açores afetaram significativamente as construções tradicionais existentes, principalmente as de alvenaria de pedra de pior qualidade e em especial as das zonas rurais. A duração do sismo, o número de réplicas adicionais e a existência da relevante componente vertical foram fatores que contribuíram para a sua degradação e causaram danos severos nessas construções.

Durante o sismo de 1980 as construções tradicionais de alvenaria de pedra, quer em zona urbana quer em zona rural, não tiveram um comportamento satisfatório face à ação sísmica que atingiu o grau VIII / IX na Escala de Mercalli Modificada e a magnitude 7 na escala de Richter, Figura 3.12. Com base em medições feitas em acelerógrafos, a aceleração máxima na ilha Terceira foi estimada entre 0.1 g e 0,15 g para a componente horizontal. No parque habitacional das ilhas Terceira e São Jorge, os danos foram extremamente elevados, estimando-se que cerca de 15000 habitações, de um total de 30000, sofreram danos e 5000 ficaram destruídas [60] e [61].

As construções tradicionais de alvenaria de pedra apresentavam limitações na resistência aos sismos, quando comparadas com os edifícios correntes de construção mais moderna, que possuem melhor resistência e ductilidade quer nas características dos materiais estruturais empregues quer nas ligações entre eles.

Existiu um agravamento do comportamento das estruturas principalmente por disporem de grandes massas a grandes alturas, a não-existência de elementos de ligação nas paredes de alvenaria e a falta de ductilidade estrutural. As construções com alvenaria de fraca qualidade sofreram danos mais severos, sendo evidente a diferença entre as construções urbanas anteriores ao século XIX, com melhor comportamento estrutural, das que foram sendo alteradas ao longo do tempo, com a abertura de vãos de maiores dimensões e a utilização de alvenaria com piores características. A falta de conservação e manutenção nas últimas décadas anteriores ao sismo também contribuiu para a ampliação dos danos, sendo evidente que as construções com paredes bem conservadas e rebocos recentes sofreram menos danos [60] e [61].

A ocorrência frequente de sismos de menor intensidade em crises sísmicas anteriores também contribuiu para acelerar a degradação das construções. O comportamento das estruturas também foi influenciado pela geologia dos terrenos e pela topografia dos locais onde as construções se encontravam construídas, fazendo com que o movimento sísmico fosse diferente de local para local.

Em termos de gravidade dos danos, estes aumentavam de baixo para cima nas construções tradicionais, especialmente nas paredes de construções de maior porte, ao invés do que se verifica nos edifícios de betão armado, em que os danos aumentam de cima para baixo.

Os fenómenos de derrubamento ocorreram especialmente nas construções de pequeno porte e os de desabamentos nas de grande porte, ocorrendo, portanto, diferentes mecanismos de rotura, em função de parâmetros como a frequência de vibração de cada edifício e a frequência predominante do movimento do solo de fundação.

Na sequência do levantamento efetuado logo após o sismo, os danos e as construções foram classificadas e tipificadas do seguinte modo [60] e [61]:

- Edifícios de construção tradicional em área urbana ou rural;
- Edifícios públicos e monumentos de construção tradicional;
- Edifícios de construção moderna.

### 3.2.1 Edifícios de construção tradicional em área urbana ou rural

Os danos neste tipo de edifícios, quer em zona urbana quer em zona rural, variavam muito, desde a fendilhação ligeira nas paredes até ao colapso total das construções. Em muitos casos, o colapso das paredes deviam-se a forças transversais nos pisos superiores, onde as acelerações eram maiores, em vez de forças de corte excessivo no plano da parede dos pisos inferiores. Foram observados colapsos locais em cantos, paredes sem apoio dos edifícios adjacentes e elementos salientes (e.g., chaminés, beirais, torreões, etc.).

Devido à sua massa elevada, as paredes exteriores foram os elementos estruturais mais solicitados pelo sismo. Para um bom comportamento da construção, para além da textura e qualidade, as suas ligações assumem grande importância. Também os fenómenos de interação entre diferentes elementos estruturais foram a causa de frequentes danos observados.





Figura 3.12 - Danos em construções tradicionais em área urbana e rural [62].

Os danos estenderam-se aos cantos das fachadas, afetando especialmente os cunhais de edifícios extremos e ocorreram danos nas fachadas, nos pisos superiores ou em todos (geralmente os pisos superiores ficaram mais danificados, sendo notório o efeito de travamento conferido pelos pavimentos). Existiam ainda danos extensivos a toda a altura das paredes de fachada, que provocaram o colapso dos edifícios ou conduziram a uma situação de quase colapso.

As paredes interiores de alvenaria resistente encontravam-se frequentemente associadas a arcos nas casas com mais de um piso. Como os arcos tiveram muito bom comportamento durante o sismo, as paredes acima deles também se comportaram bem.

Os elementos interiores mais leves, como as paredes divisórias de tabique ou frontões, tiveram melhor comportamento que as paredes exteriores, sendo que em alguns casos, embora tenha ocorrido o colapso total das paredes exteriores, a cobertura manteve-se, mas apoiada apenas nas paredes interiores. Os tirantes em madeira contribuíram para este bom comportamento, à exceção dos casos em que as suas extremidades se encontravam muito deterioradas.

Em algumas coberturas ocorreram danos de alguma gravidade, geralmente associados a deslocamentos relativos entre a estrutura de suporte das coberturas e as paredes de apoio. Nesses casos as paredes sofreram frequentemente deslocamentos residuais que, por vezes, foram superiores a 10 cm. Embora de menor gravidade, ocorreram também grandes danos em

coberturas, geralmente associados à queda parcial de empenas, especialmente as não confinadas.

A grande maioria das coberturas dispunha de estrutura de boas madeiras, apresentando características de leveza e flexibilidade. Os danos mais frequentes foram: rotura das varas nos telhados de tesoura, rotura das pontas das linhas degradadas, deslocamento de peças por rotura das ferragens e pregos muito degradados, destelhamentos e colapsos parciais e totais por falta de apoio. Estes colapsos foram devidos à degradação das madeiras muito antigas e, sobretudo, ao estado das ferragens.

A interação na zona dos apoios da cobertura, entre esta e o coroamento das paredes, devido ao impulso e ausência de tirantes, motivou a deslocação das cimalthas ou mesmo a sua queda, dano muito frequente que originou o assentamento ou mesmo o colapso das coberturas por falta de apoio. De referir também os casos das asnas simples muito degradadas ou das estruturas de cobertura em tesoura que motivaram danos nas cimalthas. Estas últimas evidenciavam pior comportamento devido à facilidade com que empurravam as paredes durante a vibração.

Os pavimentos de madeira tiveram em geral muito bom comportamento. As anomalias verificadas relacionavam-se com o colapso das paredes onde apoiavam ou por deficiências dos barrotes na zona de entrega nas paredes. Os pavimentos quando não garantiram a ligação às paredes originaram uma diminuição da resistência geral das paredes exteriores e agravaram o impulso horizontal sobre estas. A deformação nos pavimentos teve maior expressão nas zonas mais afastadas das paredes que lhes estavam transversalmente ligadas, aparentando um comportamento de placa.

As fundações tiveram também um papel preponderante no comportamento das estruturas e contribuíram para o agravamento de danos nas paredes mais compridas e o derrube de muros de suporte, devido à ocorrência de assentamentos diferenciais.

Nas zonas urbanas com solos de fundação de boas características, o comportamento dos andares inferiores foi relativamente satisfatório. Por outro lado, em zonas com solos mais brandos ou em aterro, existiu um agravamento dos danos devido ao mau comportamento das fundações.

Registaram ainda a influência de confinamento nos edifícios dispostos em banda ou quarteirões, sendo que esta situação dos edifícios confere-lhes maior proteção e os danos maiores ocorreram quase sempre nas zonas não confinadas dos edifícios intermédios e em edifícios extremos.

### **3.2.2 Edifícios públicos e monumentos de construção tradicional**

O sismo provocou grandes danos nos edifícios de construção tradicional de grande porte (monumentos e edifícios públicos) que demonstraram uma fragilidade acentuada, devido às suas grandes dimensões e elevado peso dos elementos constituintes (*e.g.*, paredes, torres de igrejas,

frontões, torreões, etc.) que não tinham a necessária contrapartida em capacidade sísmo-resistente, ou seja, nestes edifícios ocorreu a amplificação das deficiências descritas anteriormente para a construção tradicional em zona urbana ou rural.

As igrejas sofreram danos mais severos, especialmente as respetivas torres. As igrejas antigas possuem estruturas de alvenaria de pedra, com grandes paredes periféricas, e em alguns casos com colunas interiores que suportam coberturas relativamente leves com estruturas de madeira. Nos cantos e no contorno das aberturas as paredes dispunham de pedra aparelhada com argamassa de baixa resistência e nas restantes zonas as paredes de alvenaria eram de duas folhas verticais separadas por um espaço preenchido com pedra de menores dimensões sem qualquer ligante. As ligações entre paredes eram geralmente deficientes tanto na zona dos cunhais como das interseções.

As torres das igrejas, geralmente ligadas à fachada principal, dispunham de seções transversais quadradas, parede com espessuras da ordem de 1 m e alguns diafragmas horizontais de madeira dispostos ao longo da sua altura. Em alguns casos foram detetados “gatos metálicos”, eventualmente de obras de recuperação de danos sofridos no passado.

Os antigos edifícios públicos de alvenaria apresentavam uma grande variedade de configurações em planta, paredes espessas, arcos sobre colunas em claustros, pavimentos de madeira e estruturas de cobertura, igualmente de madeira, apoiados nas paredes.

Ao longo do tempo, e provavelmente devido a danos sofridos pela ocorrência de sismos anteriores, estes edifícios foram alvo de alterações nos elementos estruturais, tais como: preenchimento de arcos, construção de contrafortes e incorporação de elementos metálicos.

Os danos nestes edifícios (monumentos e edifícios públicos) consistiram essencialmente em: fendilhação severa e generalizada nas paredes; colapso de zonas desligadas do resto da estrutura (e.g., cantos, ornamentos e arcos nos claustros); rotação das paredes em torno das fundações, causando grandes aberturas nos andares mais elevados; formação de fendas verticais nas torres das igrejas ao nível dos sinos; colapso das torres das igrejas; ruína de uma cobertura, sendo a única em abóbada de pedra, e danos em telhados devido à queda de destroços das torres.

### **3.2.3 Edifícios de construção moderna**

Contrariamente aos edifícios de construção tradicional, a maioria dos edifícios de construção moderna, com estruturas resistentes de betão armado, comportaram-se satisfatoriamente e não sofreram danos estruturais de relevo. Existiram, no entanto, algumas exceções, nomeadamente no caso de construções de maior porte como o hospital, o liceu e a fábrica de laticínios. Estas estruturas estavam cobertas pelo regulamento português vigente nessa época, O Regulamento de Segurança de Edifícios e Pontes (RSEP) [35], que previa coeficientes sísmicos entre 0,15 e 0,20 para os Açores.

### **3.3 DANOS OBSERVADOS NAS CONSTRUÇÕES TRADICIONAIS APÓS O SISMO DE 1998**

A informação apresentada nesta secção tem como base uma metodologia de apresentação de danos semelhante à utilizada pelo LNEC aquando do sismo de 1980, sendo os danos e as construções classificadas e tipificadas do mesmo modo [63]:

- Edifícios de construção tradicional em área urbana ou rural;
- Edifícios públicos e monumentos de construção tradicional;
- Edifícios de construção moderna.

Além desta apresentação dos danos, Neves *et al* [23] e [64] apresentou ainda uma proposta original de classificação dos danos ocorridos em estruturas de alvenaria tradicional baseada numa outra utilizada para caracterizar os danos em igrejas de Itália e desenvolvida por Giovinazzi [65].

#### **3.3.1 Edifícios de construção tradicional em área urbana e rural**

Os danos nos edifícios de construção tradicional das zonas rurais foram muito superiores aos das zonas urbanas e apresentavam também uma diversidade muito maior de danos, variando entre danos relativamente ligeiros, em zonas de menor intensidade sísmica, normalmente mais afastadas da região epicentral, até à destruição total, em locais claramente de maior intensidade sísmica, Figura 3.13. Em diversas zonas afastadas da região epicentral foram também observadas construções com acentuado nível de danos [63].

A grande diversidade dos danos encontrava-se associada às características da ação sísmica, uma vez que a sua intensidade variou de local para local, sendo menos elevada com a distância epicentral. A ação sísmica em algumas zonas terá tido características de amplificação dinâmica e direccionalidade importante, tendo provocado danos diferentes nas construções em função da sua orientação e das características geológicas e topográficas do local de implantação. Contudo, os danos resultaram também da própria natureza frágil da construção tradicional, com uma grande dispersão de comportamentos, mesmo em situações de excitação relativamente uniforme [63].

Ao invés, os danos nos edifícios de construção tradicional das zonas urbanas foram muito menores do que nas zonas rurais, ocorrendo sobretudo no interior e na cobertura das construções, não sendo muito aparentes pelo exterior. Estes danos consistam essencialmente em deslocamentos horizontais para fora do plano nas paredes exteriores, originando fendas verticais entre as paredes divisórias interiores e a parede exterior associada. Atendendo aos danos ocorridos neste tipo de edifícios, destacaram-se os seguintes aspetos [63].

- a) Danos elevados nas paredes de alvenaria construídas com pedra solta, geralmente pouco aparelhada e sem argamassa de ligação ou com argamassa muito fraca e/ou deteriorada.
- b) Esses danos eram geralmente maiores nas zonas elevadas dos edifícios, refletindo as suas grandes vulnerabilidades à atuação das forças sísmicas perpendicularmente ao plano da parede. Os danos eram também maiores nos casos em que as paredes apresentavam duas folhas independentes, sem quaisquer elementos transversais de interligação, sendo frequente a separação das duas folhas, com destacamento e destruição sobretudo da folha exterior. Foi evidente a fragilidade deste tipo de paredes às acelerações verticais que contrariaram o seu funcionamento essencialmente gravítico;
- c) Separação das paredes ortogonais principais nas zonas de cunhal com aberturas de grandes fendas, em alguns casos da ordem dos 10 cm, e movimentação relativa de pedras aparelhadas de cunhal ou desagregação completa das paredes com “escorregamentos” semelhantes aos dos materiais granulares;
- d) Separação também entre as paredes de alvenaria periféricas e as paredes interiores, geralmente de tabique. Esta separação foi agravada normalmente nas zonas mais elevadas dos edifícios e decorreu da inexistência de uma efetiva ligação entre as duas paredes. Foi notório o agravamento deste tipo de danos com o afastamento da parede exterior para o seu lado de fora devido à atuação do sismo perpendicularmente ao seu plano, conforme referido em a);
- e) Separação entre paredes periféricas e as estruturas de madeira das coberturas, normalmente incluindo asnas, o que provocou em muitos casos a supressão do suporte desses elementos da cobertura. Esta separação decorreu do funcionamento referido em c) mas, em alguns casos, foi agravada pelo impulso horizontal exercido pelas vigas inclinadas da cobertura que não dispunham de linhas de atirantamento;
- f) Danos e queda de elementos de beirais das coberturas e de outros elementos salientes posicionados em pontos altos das construções. Este deficiente comportamento resultou das maiores acelerações que ocorreram nestas zonas dos edifícios pelo efeito de amplificação dinâmica e, também, pelo fato dos dispositivos de fixação serem inadequados ou encontrarem-se deteriorados;
- g) Nos edifícios de menor porte os elementos verticais interiores de madeira (tabiques), embora com deformações acentuadas, mantiveram-se e proporcionaram a manutenção de algum suporte às coberturas, mesmo quando ocorreu a ruína ou o colapso de paredes exteriores. O funcionamento favorável destes elementos estava relacionado com a pequena massa das estruturas de madeira;
- h) Desaprumo de paredes devido à utilização de pedra irregular e de argamassa de má qualidade. Deste modo, durante o sismo geraram-se forças de inércia em cada

bloco individual que excederam a resistência da argamassa e provocaram o movimento das paredes para fora do plano.



Figura 3.13 – Exemplos de danos em edifícios de construção tradicional em zona rural.

### 3.3.2 Edifícios públicos e monumentos de construção tradicional

#### 3.3.2.1 Edifícios públicos

Na sequência do sismo de 9 de julho 1998, uma equipa do Instituto Superior Técnico realizou uma inspeção geral aos edifícios escolares das ilhas do Faial e Pico, tendo utilizado uma classificação de danos dividida nas seguintes categorias: danos estruturais, danos não estruturais e outros danos [66] a [69].

A análise dos danos observados nestes edifícios escolares permitiu concluir que a extensão e o tipo dos mesmos encontravam-se fortemente relacionados com o tipo de estrutura resistente adotada em cada um deles.

Os maiores danos foram observados nas estruturas de paredes de alvenaria, apresentando sinais de fendilhação extensa tanto em paredes exteriores como interiores e o comportamento piorava quando constituídas por blocos irregulares de pedra solta com pouco ligante ou de pior qualidade, Figura 3.14.



Figura 3.14 - Jardim de Infância da Escola de Salão. Colapso de paredes de alvenaria de pedra solta [66].

As estruturas de betão armado dos edifícios escolares mais antigos, em que as paredes de alvenaria exerciam uma maior função resistente, apresentavam danos semelhantes aos das estruturas de alvenaria de pedra a que acresciam os danos resultantes da separação entre as paredes de alvenarias e os elementos estruturais de betão armado. Um reduzido número de edifícios escolares mais recentes apresentava alguma fendilhação em pilares de betão armado e sinais de “martelamento” entre edifícios contíguos.

Registaram ainda outros danos nos recintos escolares, como por exemplo fendilhação extensa ou mesmo ruína e derrubamento de muros de contenção de terras adjacentes às escolas, construídos com blocos de pedra irregular e junta não argamassada.

### **3.3.2.2 Igrejas**

Outra equipa do Instituto Superior Técnico realizou também uma inspeção bastante abrangente ao património religioso das ilhas do Faial e do Pico, tendo constatado que a maioria era de construção antiga de alvenaria de pedra, existindo também algumas de construção mais recente, com estrutura resistente de betão armado [67] a [69].

A análise realizada teve maior enfoque nos potenciais mecanismos de colapso, tais como: movimento de paredes para fora do plano, movimento dos arcos longitudinais e transversais, rotura de colunas, abertura de fendas de grande dimensão e queda de elementos de fachada, Figura 3.15.



Figura 3.15 - Igreja de Nossa Senhora da Ajuda, Freguesia de Pedro Miguel.

Os danos mais significativos encontravam-se associados a mecanismos envolvendo o derrube de paredes de extremidade ou a rotura das cúpulas na zona do altar. Embora menos significativos, os danos mais frequentes correspondiam aos mecanismos de rotura das paredes por corte.

Através da análise dos danos observados, estabeleceram um perfilamento dos padrões de repetição da localização e do tipo de fendas, os quais descrevem-se a seguir [67] a [69]:

- a) Nas fachadas frontais das igrejas com torres foi observada maior concentração de fendas junto à união das torres com os frontispícios, Figura 3.16. Nas igrejas em salão, sem torres, as fendas encontravam-se mais dispersas;
- b) Nas igrejas de tripla nave foi observado maior desligamento entre o frontispício e as estruturas longitudinais (tetos, paredes intermédias e laterais), por vezes com queda de pedras dos muretes sobre as paredes de arcadas;
- c) Foi observado também o desligamento entre estruturas longitudinais e o tardo da nave, junto à inserção da capela-mor, por vezes com queda de pedras ou mesmo de panos das paredes laterais;
- d) Os danos nos frontões encontravam-se generalizados, incluindo a propagação de fendas horizontais pela base;
- e) Danos em arcos devido a movimentos na direção transversal à nave;
- f) Degradação das coberturas;
- g) Também foi observada a queda de pináculos;
- h) Além destes danos, registaram ainda danos específicos de cada igreja que eram função da respetiva geometria e processo construtivo.



Figura 3.16 – Igreja dos Flamengos. Fenda vertical na ligação entre as paredes norte da torre e sul da nave e ainda fendilhação diversa e queda de reboco.

### 3.3.3 Edifícios de construção moderna

Os edifícios de construção moderna comportaram-se muito bem e os danos foram muito pequenos ou inexistentes. As estruturas destes edifícios estavam cobertas pelos regulamentos portugueses vigentes na altura, nomeadamente o RSAEEP [37] e o REBAP [38].

## 3.4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS DANOS OBSERVADOS NOS DOIS SISMOS

Comparando os danos registados nas construções tradicionais e nas igrejas após os sismos de 1980 e 1998, verifica-se que foram muito semelhantes; 1) as paredes exteriores, devido à sua massa, foram os elementos mais solicitados e demonstraram insuficiências de resistência e de capacidade de deformação; 2) danos nas paredes de pedra irregular e sem argamassa de ligação ou com argamassa de má qualidade, mais evidentes nas construções das zonas rurais; 3) danos nas paredes que não dispunham de ligação entre as duas folhas; 4) danos mais severos nas paredes de fachada, principalmente na sua parte superior, devido a movimentos para fora do plano; 5) abertura de fendas entre as paredes exteriores e interiores; 6) falta de elementos de ligação entre as paredes ou com deficiências nas ligações; 7) separação entre paredes exteriores ortogonais, com maior incidência nos cunhais; 8) as coberturas assentaram ou ruíram para deslocamentos elevados das paredes; 9) os danos aumentavam de baixo para cima; 10) as

paredes interiores tiveram bom comportamento e, em alguns casos, suportaram as coberturas quando as paredes exteriores colapsaram; 11) as coberturas em tesoura introduziam um impulso horizontal no topo das paredes de apoio; 12) deficiências nas ligações dos pavimentos às paredes, colapsando quando faltava o apoio das paredes; 13) os pavimentos transmitiram travamento às paredes ao longo da sua altura; 14) o colapso das construções não ocorreu por corte mas sim por flexão devido às forças horizontais, principalmente nos pisos superiores.

### **3.5 DOCUMENTAÇÃO TÉCNICA DE APOIO À RECONSTRUÇÃO DO SISMO DE 1980**

Com o objetivo de orientar a reconstrução do parque habitacional, o LNEC elaborou um conjunto de recomendações para a reparação e reforço de edifícios tradicionais tanto em zonas rurais como urbanas. Estas recomendações apontavam no sentido da introdução de elementos periféricos, em betão armado, para os casos mais graves e ainda algumas soluções possíveis para reforço dos cantos das paredes de alvenaria. O critério de reparação em zonas urbanas separava os danos globais dos danos concentrados no andar superior. O critério de reparação recomendado para os edifícios das zonas rurais era semelhante ao dos edifícios das zonas urbanas [60].

Nos pontos seguintes apresenta-se, separadamente, essas recomendações do LNEC, para edifícios de construção tradicional em zona urbana ou rural e edifícios públicos e monumentos de construção tradicional.

#### **3.5.1 Edifícios de construção tradicional na área urbana**

##### **3.5.1.1 *Princípios gerais de consolidação e reconstrução***

Os princípios gerais recomendados pelo LNEC foram os seguintes [60]:

- a) Consolidação de todos os edifícios com danos;
- b) A consolidação devia atender aos danos do edifício e o projeto de soluções de reforço devia dotar o edifício de adequada resistência em termos regulamentares [9] e [35];
- c) Garantir o indispensável travamento superior das paredes ao nível da cobertura.
- d) Evitar, se possível, acentuadas diferenças de altura entre edifícios do mesmo quarteirão, a menos que os mais altos tivessem uma capacidade resistente suficiente para confinar os contíguos;
- e) Dotar os edifícios extremos das bandas com uma reserva de resistência para poderem confinar, se necessário, os edifícios contíguos.

### **3.5.1.2 Metodologia de demolição, consolidação e reconstrução**

#### **Critérios de demolição**

Deviam ser demolidos os panos de parede com rotura parcial e com enfolamentos ou deformações excessivas. Não deviam permitir-se enfolamentos ou desaprumos correspondentes a deslocamentos superiores a 1/100 da altura do piso [60].

Contudo, admitia a possibilidade de não demolir panos com desaprumos superiores ao referido, como no caso de certas fachadas de alvenaria de boa qualidade e guarnecimentos de cantaria de apreciável valor, nas quais o atirantamento adequado podia garantir a segurança do conjunto.

#### **Medidas de consolidação e reconstrução**

As medidas de consolidação e reconstrução foram as seguintes, por ordem crescente do grau de gravidade dos danos [60]:

- a) Nos edifícios com danos ligeiros (e.g., fendilhação de reboco) e elementos resistentes intactos, a reparação podia passar apenas por fechar as fendas com argamassa de cimento, após prévio tratamento;
- b) Nos edifícios com ligeira fendilhação e queda ou enfolamento de reboco, além do refechamento das fendas, as paredes deviam ser picadas e rebocadas com argamassa de cimento;
- c) Nos edifícios com danos importantes nas cimalthas, mesmo sem afetarem a cobertura, os danos não deviam ser reparados sem introduzir um elemento de travamento horizontal em betão armado, o qual devia abranger toda a fachada ou empena. As cimalthas e coberturas deviam ficar ligadas ao elemento de travamento.
- d) A reconstrução de paredes de empena devia ser realizada com alvenaria de blocos ou pedra aparelhada, assente com argamassa de cimento, travada por elementos de betão armado, não distantes entre si mais de 5 m, tanto para as cintas como para os montantes, Figura 3.17.

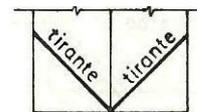
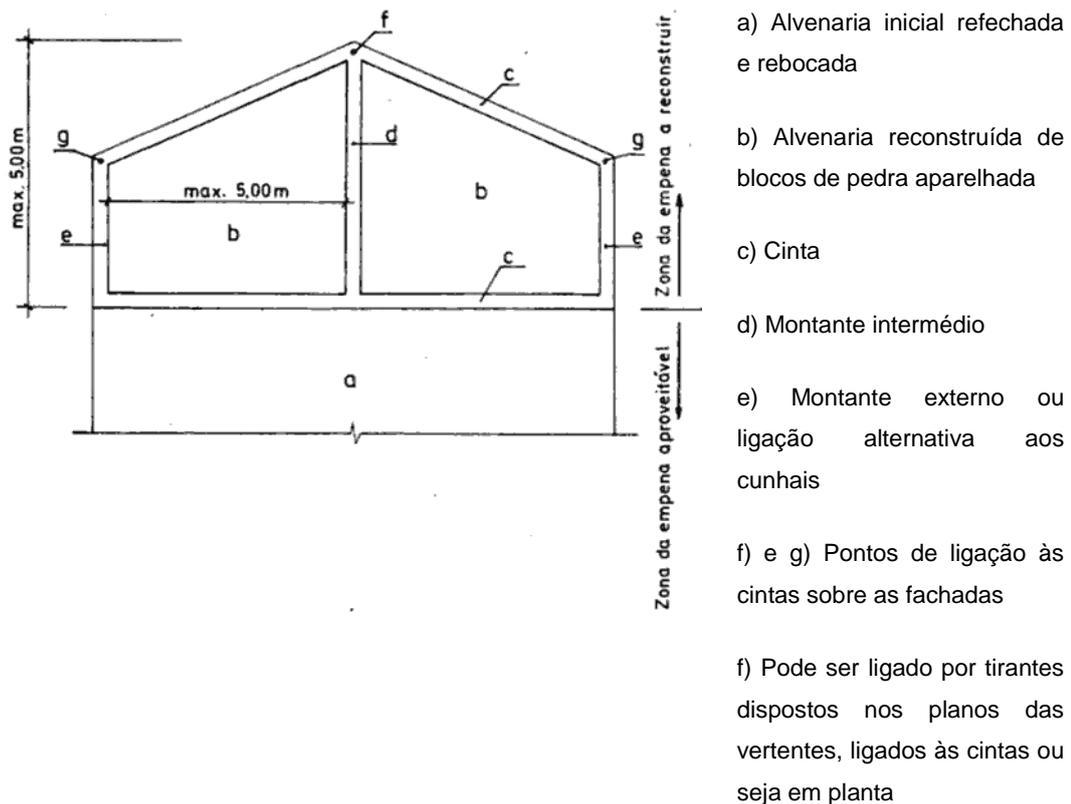


Figura 3.17 – Representação esquemática de reconstrução de paredes de empena [60].

- e) Na ligação da empena às fachadas, devia-se atender ao estado da alvenaria e avaliar, caso a caso, a necessidade de ligar os elementos de travamento de empenas às fachadas, alertando para a zona dos cunhais, onde podia ser difícil e até inconveniente construir montantes, sobretudo se a alvenaria dos cunhais estivesse travada e sem danos;
- f) Perante a dificuldade de construção de montantes, devia-se avaliar soluções alternativas de reforço das alvenarias dos cunhais que não implicassem a sua demolição. Na Figura 3.18 apresentam-se as hipóteses de reforço sugeridas.

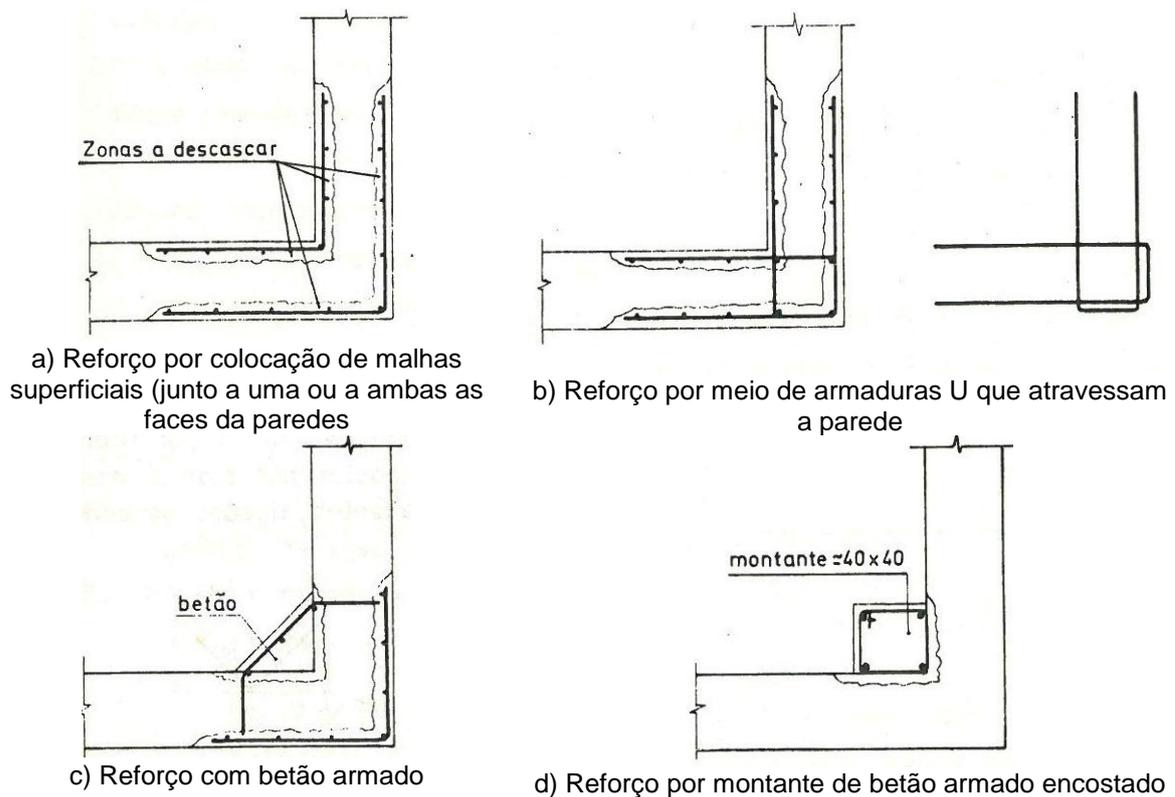


Figura 3.18 - Representação esquemática de soluções para reforço de cunhais de alvenaria [60].

g) A reconstrução de paredes de fachada em edifícios de 2 pisos implicava:

- Execução de alvenarias conforme referido em d);
- Cintagem total ao nível da cobertura (em toda a periferia do edifício);
- A reconstrução apenas do pano superior envolvia apenas a picagem, limpeza, refechamento de fendas e reboco dos panos não demolidos (nas duas faces da parede).

Na reconstrução parcial das construções de 2 pisos, sem danos nas paredes acima do teto do rés-do-chão, não era indispensável a construção de montantes na zona a reconstruir. Os montantes deviam ligar inferiormente a um elemento de travamento horizontal ao nível do teto do rés-do-chão ou prolongados até ao nível das fundações, situação que, na prática, implicava a demolição quase total do edifício e não se afigurava necessária.

A construção de elementos de travamento horizontal na base dos montantes obrigava a retirar sacadas, a escorar o pavimento do 1º piso, Figura 3.19, e a prolongar os montantes até à fundação, situação que, na prática, implicava a demolição das fachadas.

A necessidade de reconstruir também o pano inferior das paredes de fachada, equivalia à reconstrução total do edifício, pelo que recomendava a utilização de cintas e montantes com a disposição referida em d).

- h) Ao nível da cobertura devia-se garantir um atirantamento transversal para evitar o afastamento entre os apoios. Os tirantes deviam ancorar nas cintas longitudinais, sendo constituídos por varões de aço Ø16 mm, afastados entre si da distância entre asnas ou no máximo 5 m.
- i) Recomendava um atirantamento análogo ao nível dos pisos.
- j) A reconstrução das paredes de fachada em edifícios de 3 pisos implicava, para além do referido para os edifícios de 2 pisos, mais o seguinte:
- Cintagem total (em toda a periferia) ao nível da base dos panos a reconstruir;
  - Construção de montantes com afastamento máximo de 5 m. Caso fosse apenas reconstruído o 3º piso, os montantes poderiam nascer na cinta do 2º piso e se fossem reconstruídos dois pisos, os montantes deveriam nascer na fundação, Figura 3.20 e Figura 3.21.

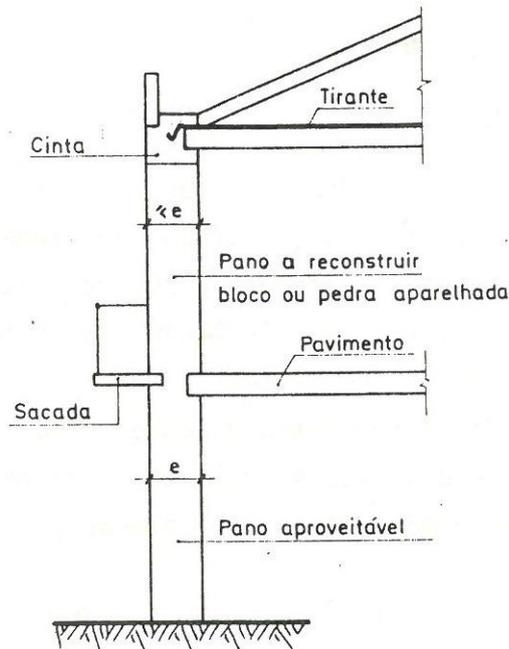


Figura 3.19 - Representação esquemática de reconstrução parcial de paredes de fachada em edifícios de dois pisos [60].

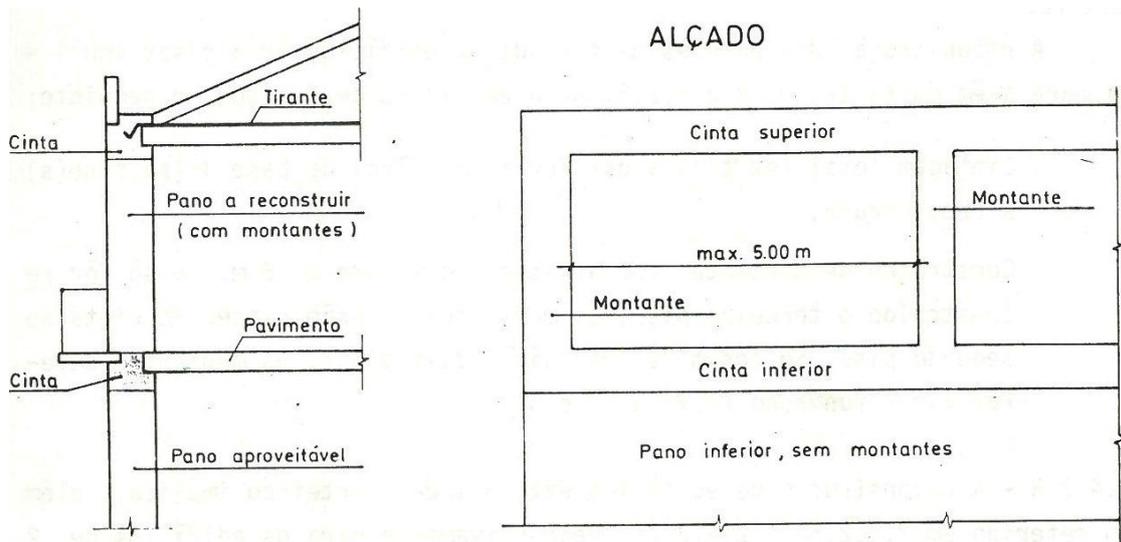


Figura 3.20 - Representação esquemática de reconstrução do pano superior de paredes de fachada de edifícios de três pisos [60].

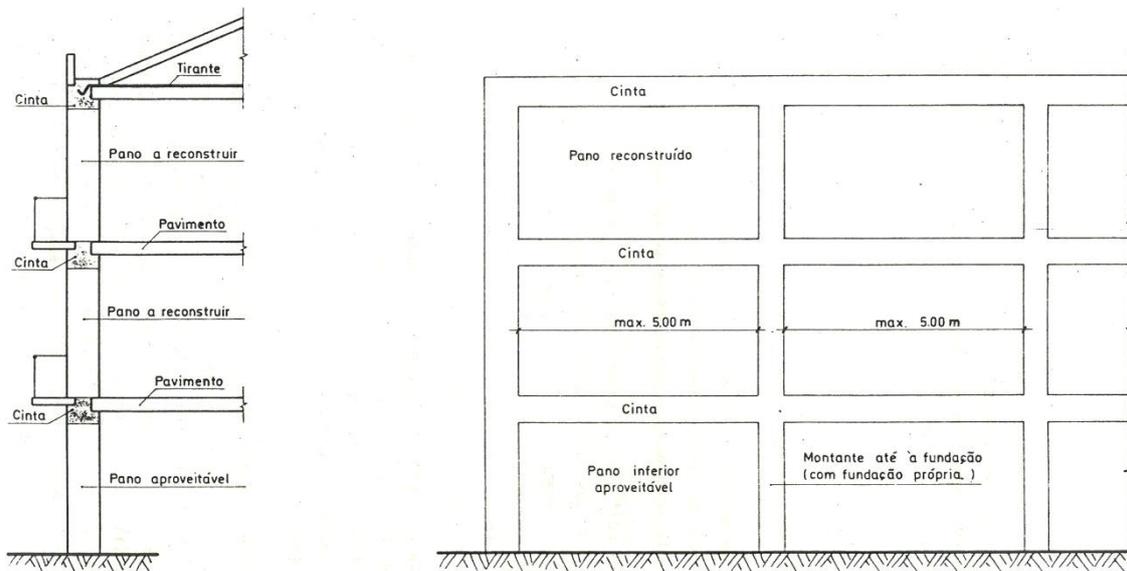


Figura 3.21 - Representação esquemática de reconstrução dos dois panos superiores de paredes de fachada em edifícios de três pisos [60].

- k) A reconstrução de edifícios extremos de quarteirão implicava, além do referido em g) e i), respetivamente para os edifícios de 2 e 3 pisos, a colocação de montantes a toda a altura do edifício (consequentemente com fundação própria), dispostos em toda a periferia, afastados no máximo de 5 m.

- l) O estudo da consolidação de cada edifício devia ser também complementado com um estudo considerando-o inserido a nível do quarteirão (banda).

### **3.5.1.3 Critérios de dimensionamento**

#### **Disposições regulamentares**

O documento elaborado pelo LNEC alertava para a existência de dois artigos (20º e 21º), no Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos [9], relacionados com edifícios de paredes resistentes de alvenaria [60]. O primeiro artigo referia que neste tipo de edifícios a resistência à ação dos sismos podia ser garantida por uma estrutura de travamento complementar, nomeadamente cintas horizontais de betão armado, colocadas sobre as paredes ao nível dos pisos e da cobertura, e montantes nos cunhais e ligações de paredes [9]. O segundo artigo referia que neste tipo de edifícios podia-se dispensar a verificação do dimensionamento estrutural nos edifícios com o máximo de 3 pisos na zona A e 4 pisos na zona B, desde que satisfeitas algumas condições:

- a) As cintas e montantes de travamento deveriam possuir longitudinalmente, no mínimo, 4Ø12 e transversalmente estribos de diâmetro não inferior a 5 mm e espaçados no máximo de 0.25 m.
- b) Dispensava as cintas de travamento, caso existissem pavimentos de betão armado apoiados nas paredes.
- c) Dispensava os montantes de travamento, no caso dos edifícios com o máximo de 2 pisos na zona A e de 3 pisos na zona B.
- d) Dispensava também os montantes de travamento nos edifícios com o máximo de 3 pisos na zona A e de 4 pisos na zona B, *desde que na construção das paredes fossem empregues pedras regulares resistentes e convenientemente travadas.*
- e) Dispensava os montantes de travamento, no caso de edifícios com maior dimensão em planta inferior a 20 m e com a caixa de escada, em betão armado, a ocupar uma posição central em planta.

O objetivo destas disposições era dotar os edifícios de capacidade resistente suficiente para resistirem a sismos com acelerações horizontais máximas de 0,20 g. Como estes edifícios eram muito rígidos e o valor da aceleração não era alterado pelas características dinâmicas, considerava razoável admitir que conduzia a solicitações horizontais equivalentes ao coeficiente sísmico uniforme de 0,20 [60].

#### **Notas de cálculo**

As notas de cálculo dos projetos dos edifícios deviam incluir [60]:

- a) O peso dos elementos de construção antes da consolidação e/ou reconstrução;
- b) As forças sísmicas correspondentes a esse peso para o coeficiente sísmico de 0,20;
- c) Os pesos e as forças sísmicas após a consolidação e/ou reconstrução;

- d) Justificação das seções a adotar no atirantamento da cobertura e dos pisos, os quais deviam resistir a metade da força sísmica ao nível respetivo;
- e) Análise expedita dos esforços e tensões dos elementos resistentes devidos às cargas verticais e às forças sísmicas.

### **3.5.2 Edifícios de construção tradicional nas zonas rurais**

Recomendava, também, a aplicação das medidas indicadas para os edifícios de construção tradicional na zona urbana, com as devidas adaptações, por terem menor porte, localização isolada e qualidade de construção inferior. A estas construções aplicavam-se os princípios enunciados para os edifícios da zona urbana com as seguintes ressalvas [60]:

- a) Dispensavam o dimensionamento de soluções de reforço;
- b) Nos edifícios sem danos, mas que não cumpriam os requisitos mínimos de segurança, nomeadamente pela ausência de rebocos, má qualidade das paredes e falta de elementos de travamento, as paredes deviam ser rebocadas com argamassa de cimento;
- c) À demolição, consolidação e reconstrução aplicava-se o disposto para os edifícios da zona urbana, com as devidas adaptações;
- d) Na reconstrução total de edifícios, independentemente do tipo de paredes a construir, estas deviam ser travadas por montantes afastados no máximo de 5 m e executada uma cinta superior com espessura idêntica à das paredes;
- e) As chaminés de “mãos postas” deviam ser travadas e argamassadas e, quando possível, envolvidas por rede metálica incorporada no reboco exterior.

### **3.5.3 Edifícios públicos e monumentos de construção tradicional**

Os edifícios de construção tradicional de grande porte, dada a sua fragilidade acentuada devida às suas grandes dimensões e elevado peso dos elementos constituintes (paredes, torres de igrejas, frontões, torreões, etc.) não dispunham de capacidade sísmo-resistente adequada e as deficiências da construção tradicional foram amplificadas [60].

Assim, a sua reparação implicava maiores dificuldades no âmbito da engenharia estrutural e a abordagem não poderia ser idêntica à dos outros edifícios de construção tradicional, pelo que recomendava a elaboração do respetivo projeto que devia atender aos seguintes aspetos [60]:

- a) Elaboração de levantamento detalhado dos edifícios a recuperar, caso não existisse;
- b) Devia existir uma estreita ligação com as entidades responsáveis pela defesa do património cultural;
- c) Tipos de soluções de reforço recomendadas: injeção de alvenarias com argamassas epoxi, aferrolhamento e atirantamento de alvenarias, por vezes com pré-esforço, e

- cintagem de alvenarias com elementos de betão armado convenientemente dispostos, etc.;
- d) Devia-se ponderar previamente a admissibilidade de soluções de reforço aparentes, apesar de alguns exibirem gateamentos, ferrolhos e contrafortes destinados a repararem danos de sismos anteriores;
  - e) A eficiência das soluções de reforço propostas deviam ser devidamente justificadas, eventualmente com recurso a ensaios para comprovar a eficácia dessas soluções.

### **3.6 DOCUMENTAÇÃO TÉCNICA DE APOIO À RECONSTRUÇÃO APÓS O SISMO DE 1998**

O LREC elaborou em Novembro de 1998 um documento técnico destinado a apoiar tecnicamente os trabalhos de reabilitação e reconstrução dos edifícios afetados pela crise sísmica de 1 de julho desse ano [63]. Nesse documento teve em conta a experiência do sismo de 1980 e, particularmente, as recomendações que constavam do relatório do LNEC – Estudos sobre a ação do sismo dos Açores de 1/1/1980, 2º relatório, Março de 1980. Para além deste documento, e no que se refere especificamente a edifícios de pequeno porte, foram adotados alguns conceitos de outros dois documentos, nomeadamente: 1) Regras de segurança de edifícios de pequeno porte de alvenaria confinada em relação à ação dos sismos [13]; e 2) Manual de construção anti-sísmica - Edifícios de pequeno porte [12].

Nos pontos seguintes descrevem-se, de modo genérico, as medidas recomendadas para diversas situações específicas, que foram divididas em: 1) medidas de consolidação; e 2) medidas de solidarização.

#### **3.6.1 Medidas de consolidação**

##### **3.6.1.1 Eliminação de deformações**

Nas paredes de alvenaria de pedra não muito danificadas devia-se eliminar desaprumos ou enfolamentos localizados com recolocação das pedras deslocadas nas suas posições originais, sugerindo a técnica de aplicação de forças perpendiculares à parede, com macacos, “*tirefonds*”, etc. Contudo, esta intervenção só se justificava para enfolamentos em zonas localizadas das paredes, abrangendo 10 a 15 % da área das mesmas, caso contrário deviam ser demolidas e reconstruídas. Por outro lado, devia-se garantir que, após as intervenções, os enfolamentos ou desaprumos ainda existentes eram inferiores a 1.5%, Figura 3.22 [63].

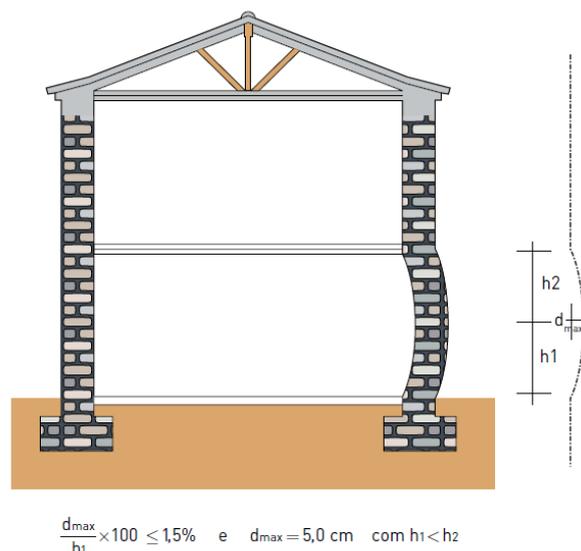


Figura 3.22 – Representação esquemática de deformação de paredes de alvenaria [33] e [63].

### 3.6.1.2 *Consolidação de paredes de alvenaria*

Para o processo de consolidação de paredes de pedra seca ou fracamente argamassada o documento recomendava limpar bem as juntas, aplicar um jato de água nas mesmas e depois proceder ao seu refechamento com argamassa de cimento ou betão, com granulometria fina. De seguida colocava-se uma rede de aço macio, à taxa de 2 kg/m<sup>2</sup> e malha com 3 a 5 cm de abertura, que era envolvida por um reboco de argamassa de cimento, Figura 3.23. A espessura total do reboco de consolidação devia ser de cerca de 5 cm, solução que devia ser executada em ambos os lados da parede e desde a fundação das paredes ou pelo menos até 40 cm de profundidade abaixo do nível do terreno adjacente. Para as paredes de duas folhas recomendava a introdução de varões metálicos de 8 mm de diâmetro, “abraçando” a rede de aço macio dos paramentos, os quais deviam ser colocados transversalmente à parede e dispostos em malha, com 0.80 a 1.0 m de afastamento [63].

### 3.6.1.3 *Consolidação de estruturas de madeira*

Se as coberturas ou pavimentos de madeira tivessem ligações danificadas pelo sismo ou deterioradas pela humidade, elas deviam ser reconstruídas, através de processos tradicionais ou inclusão de elementos adicionais (e.g., metálicos), Figura 3.24 e Figura 3.25. Como medida de reforço das asnas sem linha, recomendava a colocação de um varão de aço para a linha, mas também admitia a linha em madeira [63].

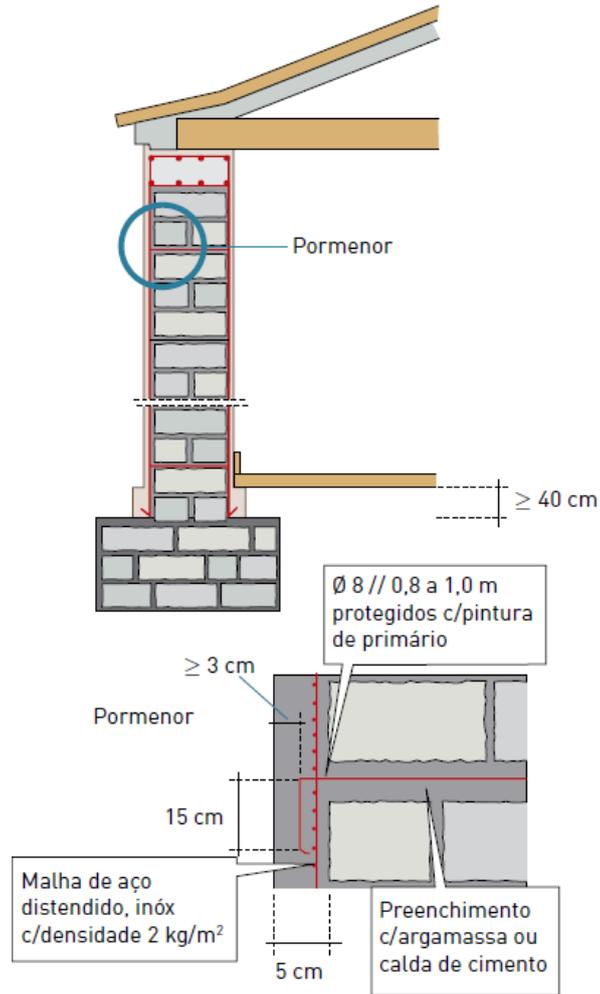


Figura 3.23 – Representação esquemática de consolidação de paredes de alvenaria [33] e [63].

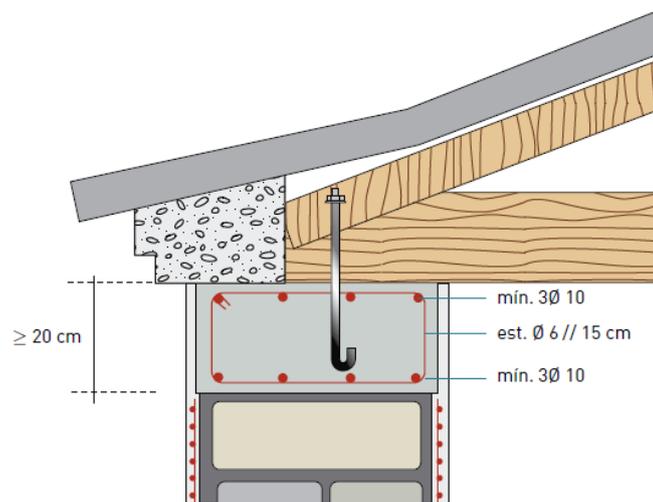


Figura 3.24 - Representação esquemática de consolidação de estrutura da cobertura [33] e [63].

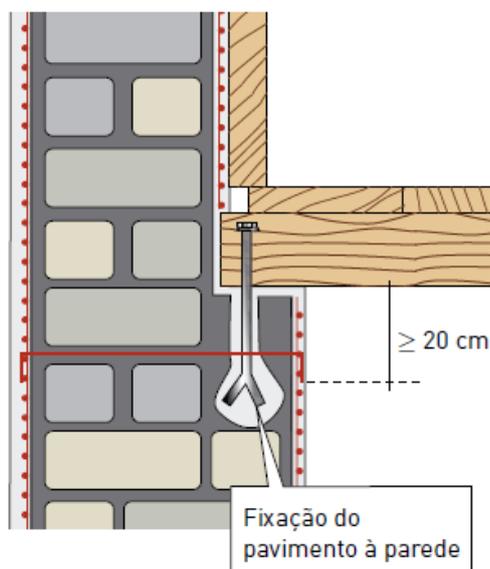


Figura 3.25 - Representação esquemática de solidarização de pavimentos a paredes [33] e [63].

### 3.6.2 Medidas de solidarização

#### 3.6.2.1 Cintas de solidarização do coroamento das paredes

Recomendava a colocação de uma cinta de betão armado no coroamento das paredes exteriores em toda a periferia do edifício, Figura 3.24 e Figura 3.26, com uma altura mínima de 20 cm, largura igual à espessura da parede e interligada aos elementos da cobertura por meio de elementos metálicos (e.g., chapas ou cantoneiras). A armadura longitudinal devia ser constituída por seis varões de aço de 10 mm da classe A400 e estribos de 6 mm afastados de 15 cm. Este tipo de cinta devia também ser colocado no coroamento das paredes de empena e ligada à estrutura de madeira da cobertura, Figura 3.24 [63].

#### 3.6.2.2 Cintas de solidarização entre elementos novos e existentes

Recomendava também a colocação de uma cinta de betão armado na base dos panos de parede a reconstruir com o objetivo de confinar o novo pano e estabelecer a ligação à parede pré-existente a manter. A ligação deveria ser executada sempre ao nível dos pavimentos e a cinta, com características idênticas à referida no ponto anterior, devia ter a largura da parede inferior e ligar à estrutura de madeira do pavimento através de elementos metálicos, Figura 3.28 [63].

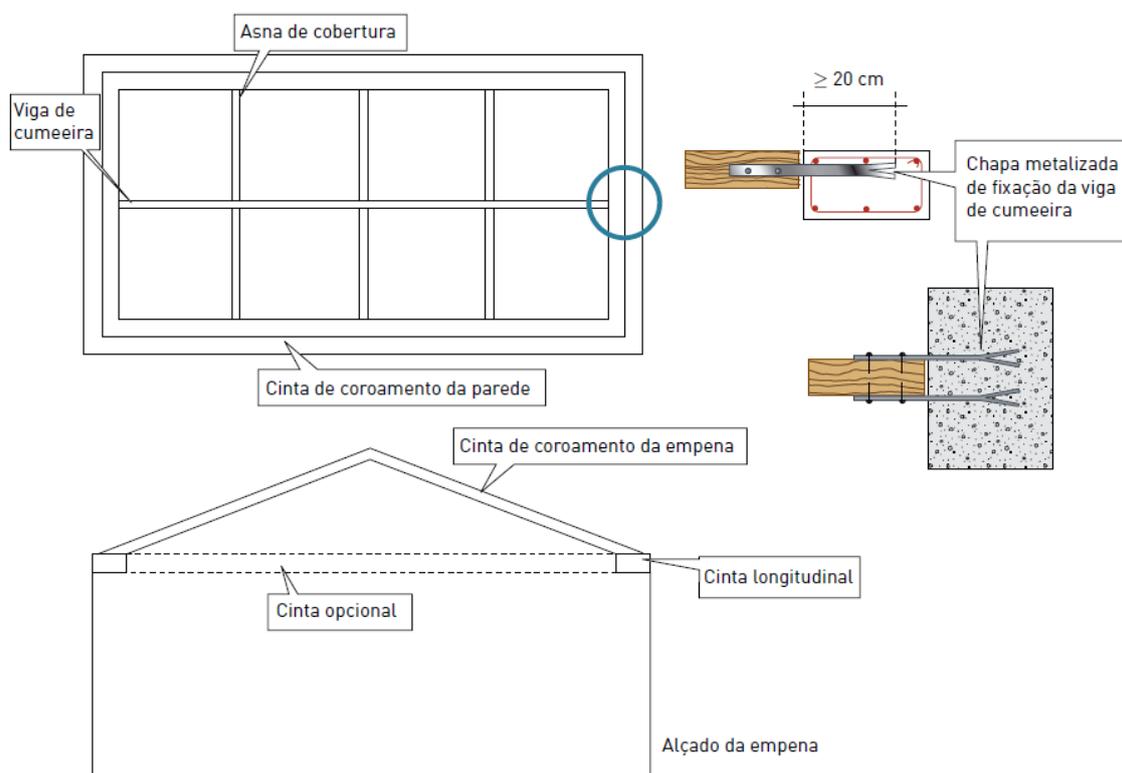


Figura 3.26 - Representação esquemática de ligação cobertura/cinta de coroamento [33] e [63].

### 3.6.2.3 Montantes de solidarização

Deviam ser colocados, com um afastamento máximo de 5 m, montantes de betão armado nos cantos dos edifícios, nas zonas de reconstrução integral de paredes e nas zonas de ligação às paredes a manter. Na Figura 3.27 apresenta-se o pormenor sugerido para as ligações entre a estrutura nova e as paredes de alvenaria existentes. As armaduras mínimas dos montantes deviam ser equivalentes às indicadas para as cintas e deviam garantir uma ligação eficaz entre o montante e a própria parede, sendo que para os montantes não embebidos nas paredes podiam ser utilizados ferrolhos de 12 mm de diâmetro, afastados cerca de 60 a 80 cm, chumbados profundamente na parede com argamassa e incorporados na betonagem do montante. Era obrigatória a colocação de montantes na espessura das paredes abaixo dos novos pavimentos de betão armado que apoiassem em paredes existentes, mas era dispensada a colocação de montantes se as paredes de apoio tivessem sido consolidadas com o reboco armado descrito antes. Por outro lado, era permitida a colocação dos montantes por fora das paredes, caso fosse difícil incorporá-los na espessura das mesmas, Figura 3.28 [63].

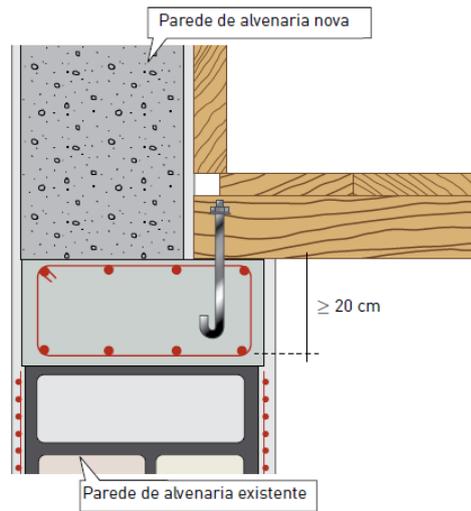


Figura 3.27 - Representação esquemática da cinta de ligação entre a parede nova e a parede existente [33] e [63].

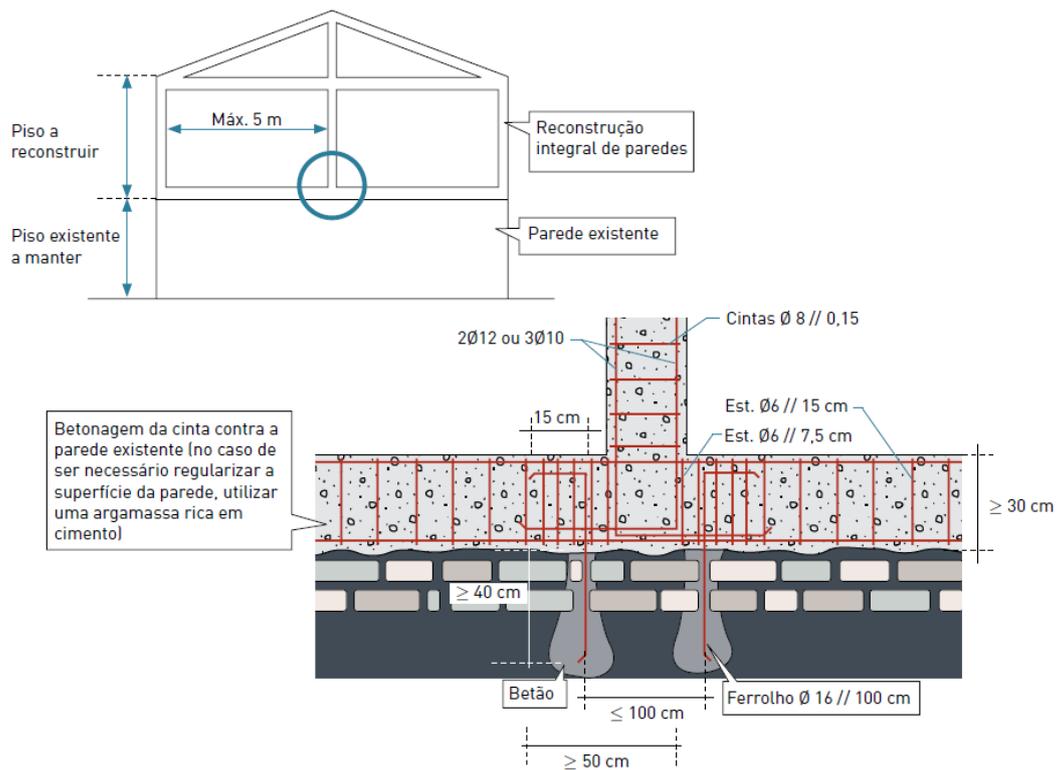


Figura 3.28 - Representação esquemática de cinta de apoio de novos montantes ligada a parede alvenaria existente [33] e [63].

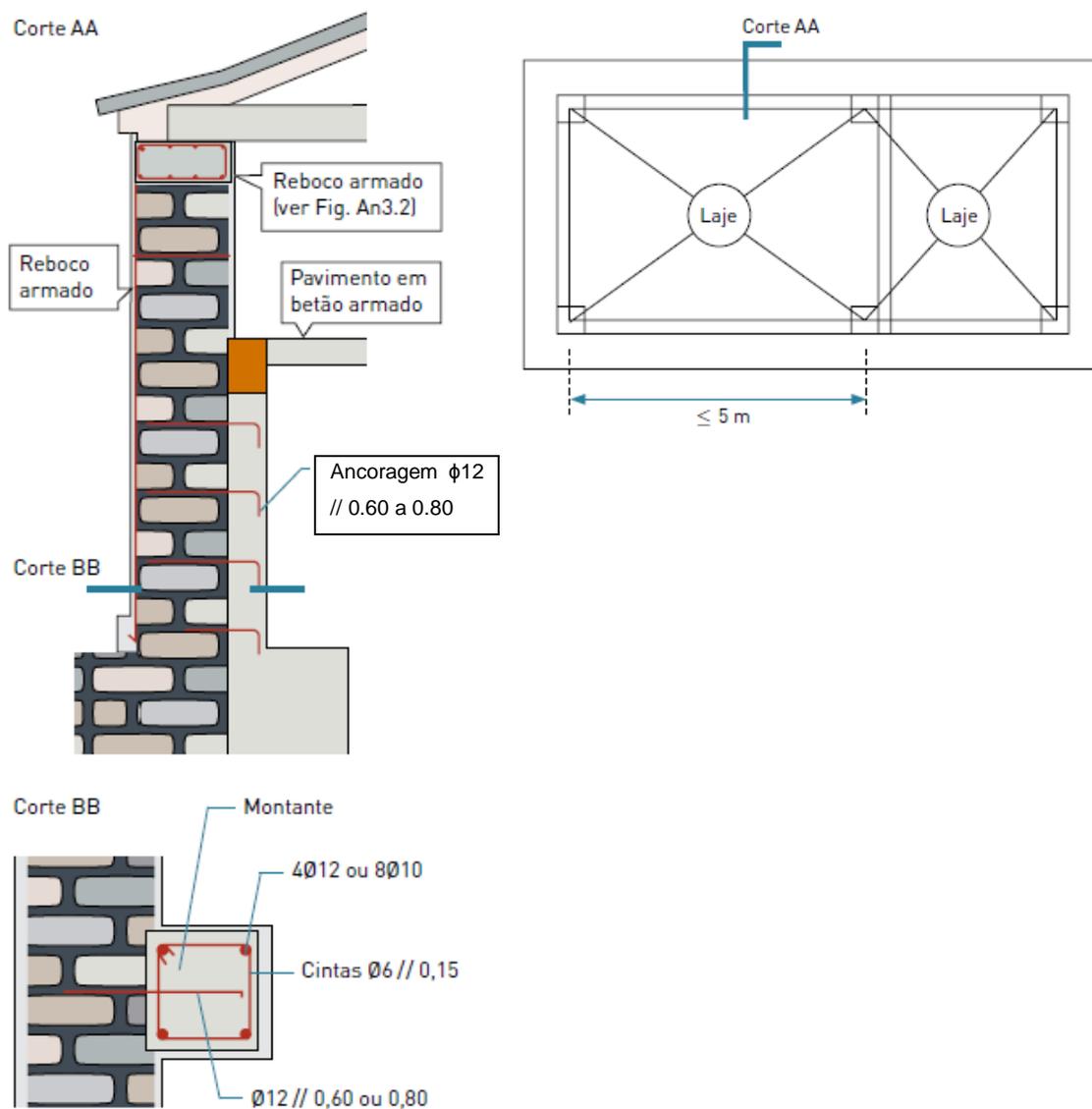


Figura 3.29 - Representação esquemática de ligação de pavimento novo em betão armado a uma parede de alvenaria existente usando montante de acompanhamento em betão armado [33] e [63].

#### 3.6.2.4 Reforço de paredes no coroamento através de bandas

Para os edifícios de um piso com melhor qualidade e danos menores era admitida a dispensa da cinta de solidarização se a sua execução fosse bastante difícil. Em alternativa, recomendava a colocação, em toda a periferia do edifício, de uma banda junto ao topo do paramento exterior das paredes, com pelo menos 50 cm de altura e nesses casos devia ser duplicada a taxa da malha incorporada no reboco armado, Figura 3.30 [63].

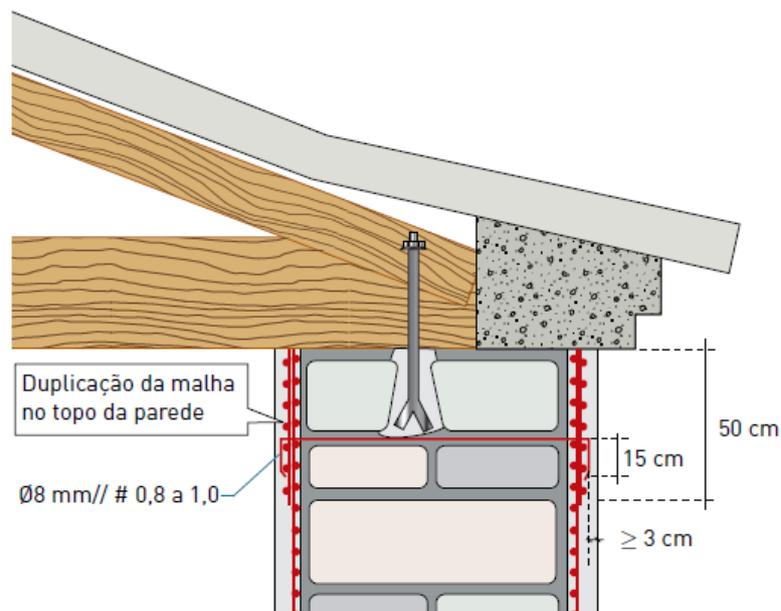


Figura 3.30 - Representação esquemática de bandas de reforço no topo de parede de alvenaria com duplicação da malha [33] e [63].

### 3.6.2.5 Tirantes de travamento de paredes

Nas paredes com comprimento superior a 15 m e sem incorporação de montantes, ou em edifícios de mais de um piso, devia ser realizada a interligação das paredes exteriores opostas através da colocação de tirantes de aço, com 16 mm de diâmetro mínimo e 5 m de afastamento máximo, ancorados na cinta periférica de coroamento ou em elementos metálicos colocados no paramento exterior da parede, Figura 3.31. Esses tirantes deviam ser colocados ao nível das coberturas e dos pavimentos, Figura 3.32 [63].

### 3.6.2.6 Contraventamento de pavimentos ou coberturas

Recomendava o contraventamento dos edifícios ao nível dos pavimentos e coberturas, através da introdução de elementos diagonais de madeira ou de varões de aço, neste caso com 16 mm de diâmetro, alertando para a necessidade de garantir a sua efetiva ligação às paredes [63].

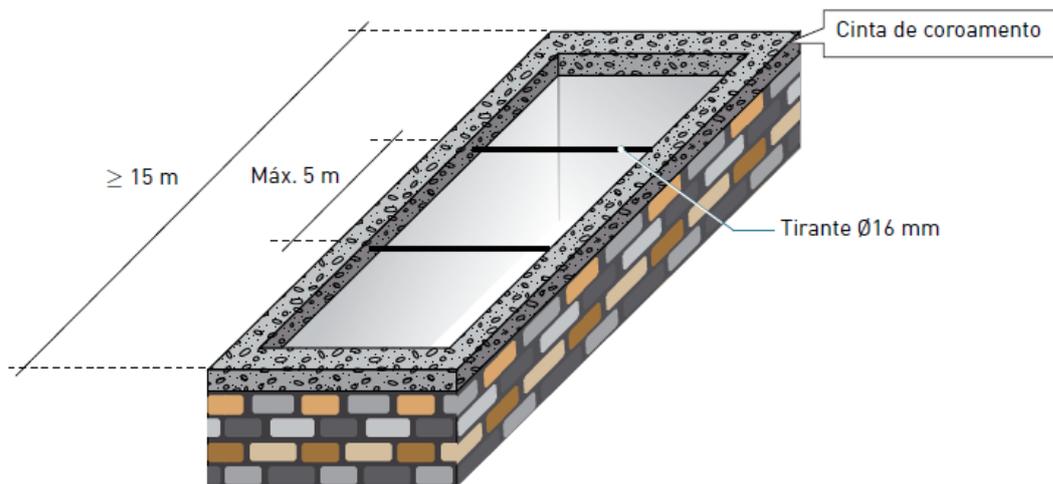


Figura 3.31 - Representação esquemática de tirantes de contraventamento de paredes longas [33] e [63].

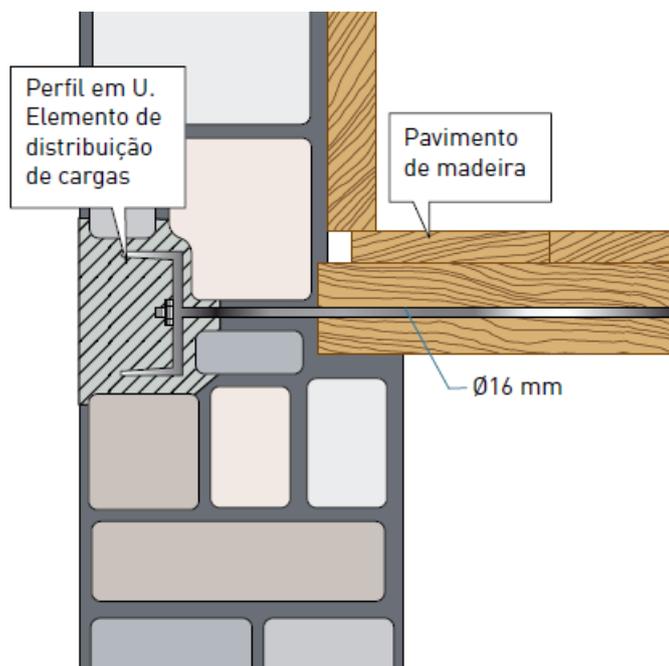


Figura 3.32 - Representação esquemática da ancoragem de um tirante na parede exterior [33] e [63].

### 3.3.4 Análise comparativa da documentação técnica

A documentação técnica de 1980 visava mais a introdução de elementos de betão armado periféricos, nas direções transversal e horizontal, e sugeria ainda algumas soluções possíveis para o reforço dos cantos das paredes de alvenaria, incluindo a introdução de novos elementos periféricos de betão armado. O critério de reparação em zonas urbanas separava os casos de danos globais dos casos, bastante frequentes, em que os danos se concentravam no andar

superior. Para o primeiro caso foi recomendada a introdução de lintéis periféricos de betão armado em todos os pisos e pilares, a toda a altura do edifício, nos cantos e com um espaçamento horizontal máximo de 5 m. Para o segundo caso foi recomendada a introdução de montantes de betão armado, apenas no piso superior, e ligados a lintéis de betão armado na base e no topo da zona danificada. Algumas soluções recomendadas apontavam no sentido de algumas disposições do regulamento em vigor naquela época. Aliás, até alertava para o facto de existirem dois artigos no Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos, de 1958, que estavam relacionados com edifícios de paredes resistentes de alvenaria.

A técnica de reforço que consistia em aplicar rede metálica incorporada no reboco apenas era recomendada para as chaminés de “*mãos postas*” das construções tradicionais das zonas rurais, tendo sido registado somente um caso de aplicação como reforço do cunhal de um edifício. Dezoito anos mais tarde essa técnica viria a ser recomendada e a sua aplicação generalizada nas obras de reconstrução após o sismo de 1998. Atualmente esta técnica de reforço ainda é comumente preconizada nos projetos que envolvem a reabilitação/reforço de paredes de alvenaria de pedra e é alvo de investigação científica.

Contrariamente à documentação técnica de 1980, a documentação de 1998 procurava evitar a introdução de massa, através da inclusão de elementos de betão armado, principalmente de lajes maciças, e era manifesta a preocupação em reabilitar/reforçar as paredes de alvenaria de pedra com técnicas pouco intrusivas. Para tal, sugeria e apresentava diversas soluções de reforço com pormenores construtivos da sua aplicação, sendo de registar a aplicação generalizada de duas dessas técnicas de reforço: o reboco armado nos dois paramentos das paredes e a colocação da cinta de solidarização no topo das paredes do contorno exterior das construções. De um modo simples, pode afirmar-se que a primeira aumentava a resistência das paredes e a segunda provocava o travamento das paredes, introduzia contraventamento e obrigava as paredes da construção a funcionarem como um todo (efeito de conjunto).

## **3.7 TÉCNICAS DE REFORÇO NO SISMO DE 1980**

### **3.7.1 Construção tradicional açoriana**

No reforço das estruturas de alvenaria tradicional foram seguidas as regras básicas estabelecidas por Ravara [60], embora, na prática, a sua implementação tenha ficado ao critério de cada um e dependente da maior ou menor dificuldade de avaliação do grau de intervenção [24]. Em termos gerais, recomendava o cumprimento de disposições construtivas do Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos [9], nomeadamente: 1) a utilização de montantes de betão armado nos cunhais e ao longo das paredes de enchimento espaçados de 3 a 5 m; 2) construção de lintéis de bordadura (cintas sísmicas) aos diversos níveis, incluindo no teto do andar mais elevado; e 3) construção de lajes de betão armado em pavimentos. Tratando-se de construções existentes, essas regras definiam ainda o grau de intervenção a efetuar em função dos danos

ocorridos e do número de andares do edifício, bem como a utilização de materiais para as paredes de enchimento com blocos de cimento.

As reparações ligeiras resumiram-se à limpeza e refechamento de fissuração superficial ou à picagem de rebocos, colmatação de fendas e execução de novos rebocos. Uma técnica muito utilizada consistiu em executar paredes de alvenaria de blocos juntamente com as paredes de alvenaria de pedra, caso estas estivessem em boas condições de resistência.

Algumas coberturas tradicionais de asnas de madeira foram substituídas por lajes inclinadas e noutras as extremidades deterioradas das asnas foram reforçadas com elementos metálicos, Figura 3.33.

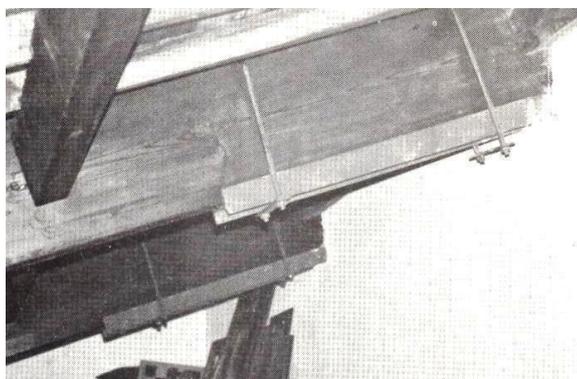


Figura 3.33 - Reforço da extremidade de um elemento de madeira deteriorado [24].

Registou-se ainda o caso de consolidação de uma parede de fachada em gaveto com a colocação de uma rede electro-soldada embebida em argamassa de cimento pelo lado exterior, Figura 3.34.

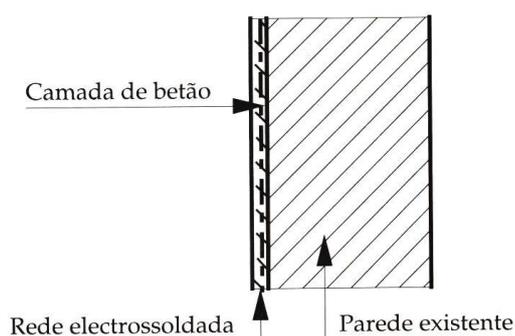


Figura 3.34 – Representação esquemática da técnica da rede metálica [24].

Muitos pavimentos de madeira foram substituídos por lajes aligeiradas ou maciças. No entanto, os pavimentos eram mantidos se as estruturas dos pavimentos de madeira estivessem em bom estado, sendo realizados apenas trabalhos de manutenção.

A técnica de reforço mais vulgarizada consistia em colocar montantes de betão armado encostados ou embebidos, Figura 3.35., nas paredes de alvenaria, geralmente nos cunhais e a meio das paredes de grande comprimento. Também foram colocadas cintas no interior das paredes de alvenaria de pedra ao nível dos vários pisos. Utilizaram elementos metálicos de suporte (e.g., vigas e/ou pilares) em zonas de alteração de vãos ou de renovação de paredes resistentes. Na reconstrução de empenas e fachadas foram utilizados elementos de betão armado e blocos de cimento. Quando era mantida a parede de fachada original, encostavam a estrutura nova de betão armado pelo interior. Em alguns casos mantiveram as paredes interiores de tabique e as coberturas de madeira originais e reconstruíram as paredes exteriores com blocos de cimento confinados com cintas e montantes de betão armado [24].

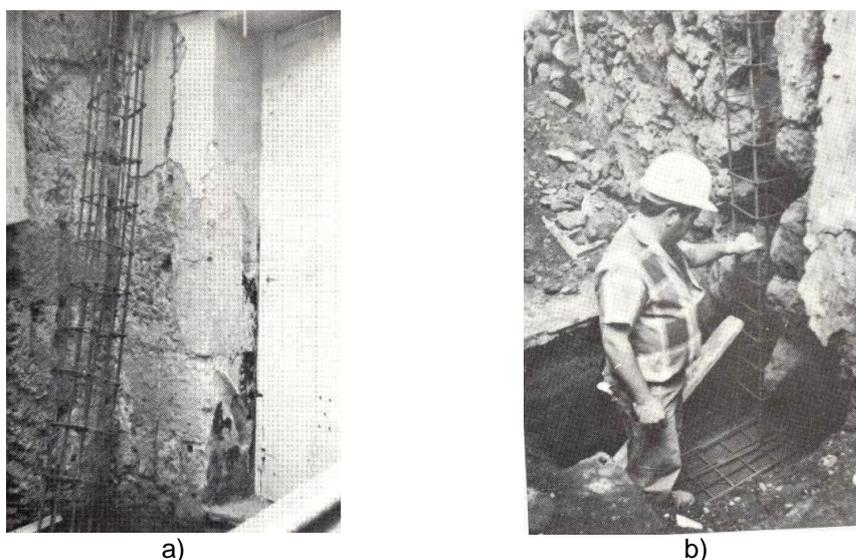


Figura 3.35 - Montantes de betão armado: a) encostado; e b) embebido [24].

### **3.7.2 Edifícios públicos e monumentos de construção tradicional**

A solução mais utilizada no reforço estrutural dos edifícios públicos e monumentos de construção tradicional danificados pelo sismo consistia em introduzir estruturas resistentes constituídas por elementos verticais e horizontais de betão armado ou pré-esforçado, formando malhas reticuladas de suporte e contraventamento dos edifícios [70]. Devido à má qualidade das alvenarias associada ao mau estado das coberturas, todas as soluções adotadas na reconstrução envolveram a utilização de métodos construtivos que conferiam às paredes maior resistência à tração.

#### **3.7.2.1 Reforço de fundações**

Por vezes efetuaram o reforço das fundações de paredes por estas não disporem nem de profundidade nem de largura suficiente para garantir um razoável encastramento e uma aceitável degradação de cargas ao terreno firme. O método adotado consistia em executar sucessivamente troços de 1 m de comprimento, descalçando a fundação existente até à cota de projeto e depois executado o enchimento com betão ciclópico [70]. Nalguns casos introduziram vigas de fundação,

construídas com elementos pré-fabricados de betão armado, furados longitudinalmente, e colados nos topos com resinas epoxy. Depois de concluído o lintel, era introduzido um cabo no furo longitudinal e aplicado o pré-esforço.

Foram reforçadas algumas fundações de pilares dos arcos com o objetivo de aumentar a área de descarga das tensões ao solo e de contenção da fundação original. Para o efeito, construíam um anel de betão armado envolvendo a fundação original que ficava solidário com esta.

### **3.7.2.2 Reforço de coberturas**

Na consolidação e reforço das estruturas das coberturas tradicionais, nos casos em que não era possível introduzir linhas ou atirantar as pernas das asnas, executavam um lintel de betão armado no coroamento das paredes de alçado, dimensionado para suportar os impulsos horizontais transmitidos pela cobertura e no qual assentava o frechal [70].

Em vãos grandes e coberturas bastante altas foram utilizadas asnas e madres metálicas para suporte dos restantes elementos de madeira e suporte do forro e da telha.

O reforço das ligações entre peças estruturais era realizado com braçadeiras metálicas (varão de aço). As extremidades das vigas de madeira das coberturas também eram reforçadas com elementos metálicos.

### **3.7.2.3 Reforço de pavimentos**

A estabilidade dos pavimentos de madeira era concretizada através do reforço com elementos metálicos acompanhados de reparação ou reforço das extremidades de apoio das vigas de madeira. Estes elementos metálicos permitiam introduzir contraventamento nos pavimentos [70].

### **3.7.2.4 Reforço de alvenarias**

Nas paredes aprumadas, era realizada a picagem dos rebocos, limpeza e refechamento das juntas com argamassas hidráulicas com aditivos incorporados para evitar a retração. Caso as paredes estivessem muito desaprumadas, eram demolidas e reconstruídas utilizando, sempre que possível, a mesma pedra [70].

Nas paredes com muitos elementos arquitetónicos, efetuavam o seu escoramento e contenção com grelhas metálicas, depois o atirantamento e em seguida aplicado o esforço com “*tire-for*”. No Palácio dos Capitães Gerais realizaram o aprumo de uma parede de alvenaria de pedra, assente em arcos, por rotação das fundações [70].

Não recomendavam a consolidação das paredes com pregagens, uma vez que as alvenarias eram de má qualidade, a pedra não aparelhada de dimensões muito variadas e as argamassas muito pobres e, por outro lado, existia grande dificuldade em garantir uma boa execução na abertura dos furos e no controlo do material injetado para selagem, quer fosse à base de resina epoxy ou de pastas de cimento [70].

### 3.8 TÉCNICAS DE REFORÇO UTILIZADAS APÓS O SISMO DE 1998

Após o sismo de 1 de julho de 1998 o Centro de Promoção da Reconstrução (CPR) contratou diversos gabinetes de arquitetura e engenharia para elaborarem projetos de reabilitação e de construções novas.

As propostas iniciais de reforço estrutural foram as preconizadas no Relatório nº 100/98 elaborado pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), intitulado “Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afetados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge” [63].

Na elaboração dos projetos de reforço estrutural, os gabinetes intervenientes respeitaram algumas dessas regras, uma vez que a construção tradicional apresenta alguma homogeneidade construtiva, mas não deixaram de apresentar soluções diferentes.

Para definição do tipo de intervenção a realizar, os edifícios foram classificados pelo CPR em função do grau de danos, em: 1) reparação, 2) reabilitação e 3) construção nova. Em termos percentuais, numa amostra de 55 projetos analisados por Martins, N. [71] as intervenções correspondiam essencialmente a reparações e reabilitações, representando estas últimas 77,8%. Nessa amostra foram identificados alguns casos de reconstruções e nenhum de construção nova. Na prática, verificou-se que algumas intervenções de reparação progrediram depois para reabilitações, já que em obra constataram que o nível de danos estruturais era superior ao inicial e enquadrava-se efetivamente no âmbito da reabilitação (29,6%).

#### 3.8.1 Construção tradicional

As soluções de reforço usadas na reabilitação e reparação dos edifícios de construção tradicional danificados pelo sismo visavam a consolidação e solidarização das paredes exteriores, o reforço das fundações e a consolidação de estruturas de madeira da cobertura e pavimentos. As técnicas de reforço de elementos visavam a consolidação desses elementos (*e.g.*, paredes de alvenaria de pedra), e as de reforço global a solidarização global das construções (*e.g.*, cintas de solidarização) e, além destas técnicas de reforço, existiam ainda as medidas gerais de intervenção.

##### a) Paredes exteriores:

- Cintas de solidarização das paredes de alvenaria de pedra a nível do coroamento;
- Consolidação das paredes de alvenaria com reboco armado (rede metálica) dos dois lados da parede, ligada com elementos transversais;
- Reboco armado somente numa das faces da parede;
- Reboco de argamassa de cimento e areia reforçado com fibra de vidro em paredes de alvenaria de pedra;
- Colocação de tirantes;
- Montantes de travamento em betão armado;

- Injeção de calda de cimento a baixa pressão no interior das paredes de pedra;
- Reforço de cunhais;
- Pregagens de pilares às paredes adjacentes;
- Reconstrução de paredes em alvenaria confinada;
- Elevação de alvenarias de bloco de cimento em paredes interiores e exteriores;
- Eliminação de deformações;

**b) Fundações:**

- Reforço das fundações;
- Execução de viga de remate do reboco armado ao nível da fundação;

**c) Estruturas de madeira:**

- Consolidação das estruturas de madeira;
- Execução das ligações da estrutura da cobertura às cintas de solidarização;
- Contraventamentos de pavimentos e coberturas.

### **3.8.2 Técnicas de consolidação e solidarização**

As medidas de consolidação consistiam em: eliminar deformações e consolidar paredes de alvenaria e estruturas de madeira. As medidas de solidarização visavam a execução de: cintas de solidarização no coroamento das paredes, nos elementos novos e existentes, montantes de solidarização, reforço de paredes no coroamento através de bandas, tirantes de travamento de paredes e contraventamento de pavimentos ou coberturas.

Para melhorar a resistência sísmica da estrutura das construções tradicionais, praticamente todos os gabinetes projetistas preconizaram intervenções de melhoria das condições de interligação entre as paredes de alvenaria, de modo a contribuírem eficientemente para a solidarização total das construções. Essas medidas de consolidação e solidarização dos elementos seriam aplicadas em função da gravidade dos danos e da respetiva viabilidade de concretização.

#### **3.8.2.1 Cinta de solidarização no coroamento das paredes**

As cintas estruturais de betão armado eram preconizadas para serem executadas ao nível do coroamento das paredes exteriores em toda a periferia dos edifícios. A estrutura de madeira dos pavimentos e coberturas ligavam a estas cintas através de elementos metálicos. Corresponde a um tipo de ligação adotado em muitas situações, mas noutras foram adotadas algumas variantes. As cintas provocam o travamento das paredes e o edifício funcionava como um todo. Perante a dificuldade em executar estas cintas, em algumas situações foi colocada uma banda de malha de aço distendido no paramento exterior, com uma altura de 50 cm, junto ao topo das paredes. Em alguns casos foi utilizada uma técnica que consistia em elevar toda a cobertura existente e mantê-la escorada durante alguns dias para permitir a execução das cintas no topo das paredes. Após a cura do betão das cintas a cobertura era assente sobre as novas cintas. A execução das cintas de solidarização correspondia a uma das soluções de reforço recomendadas pelo LREC, Figura 3.36.

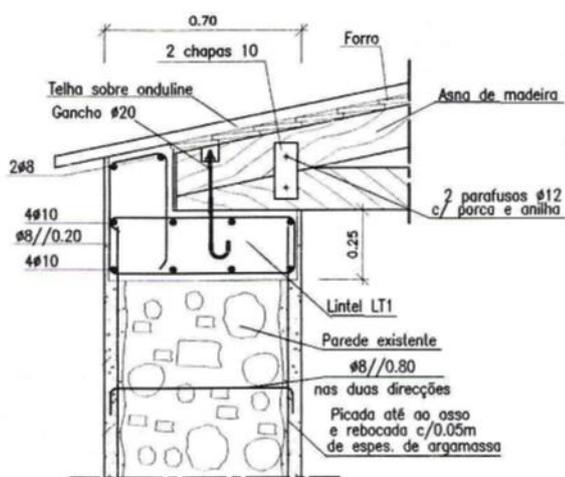


Figura 3.36 – Representação esquemática de cinta de solidarização [71].

### 3.8.2.2 Cinta de solidarização em perfil metálico

Esta cinta de chapa quinada, com 0,20 m de altura e 3 mm de espessura, era colocada no topo da face interior de todas as paredes de periferia do edifício e também ao nível dos pisos e as ligações eram efetuadas com varões de  $\varnothing 20$  mm.

### 3.8.2.3 Consolidação de paredes de alvenaria de pedra

Para a consolidação das paredes de alvenaria de pedra foi preconizada pelos gabinetes a execução de um reforço, designado por “reboco armado”, e que foi utilizado na maioria das reabilitações e nas obras de pequenas reparações. A execução do reboco armado envolvia a picagem e limpeza prévia de juntas e o seu refechamento com argamassa. Após o refechamento era colocada uma rede metálica, devidamente ancorada por elementos metálicos transversais à parede e depois executada uma camada final de argamassa de recobrimento. O reboco armado era aplicado tanto numa, Figura 3.37 e Figura 3.38, como nas duas faces das paredes, Figura 3.39. Esta solução de reforço correspondia à implementação de uma das regras recomendada pelo LREC. As diferenças propostas por alguns gabinetes estavam no sistema de ancoragem; uns propunham varões roscados e chapas metálicas e outros varões de aço ancorados no reboco através de ganchos ou cotovelos, abraçando pelo exterior as malhas metálicas.



Figura 3.37 - Exemplo de aplicação de reboco armado no exterior duma parede de alvenaria [71].

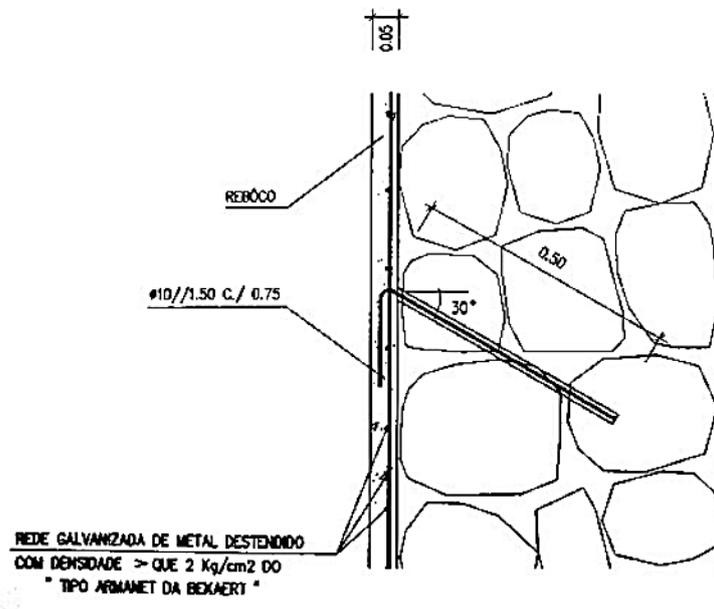


Figura 3.38 - Representação esquemática de consolidação de paredes de alvenaria com recurso a reboco armado numa face [71].

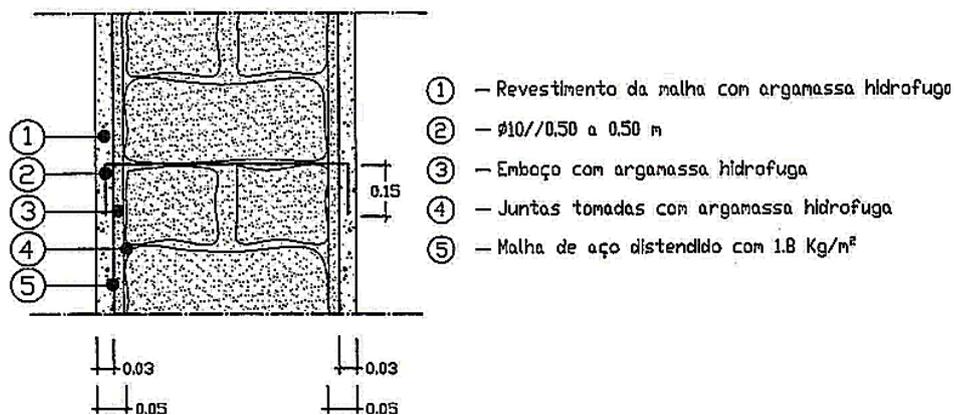


Figura 3.39 – Representação esquemática de consolidação de paredes de alvenaria com recurso a reboco armado em duas faces [71].

#### **3.8.2.4 Consolidação de paredes de alvenaria com reboco de argamassa de cimento e areia reforçado com fibras de vidro**

Consiste num tipo de consolidação realizado superficialmente com a colocação de faixas de material compósito (fibra de vidro) aplicado em duas camadas: a primeira acompanhava as irregularidades da parede, que eram preenchidas com argamassa para formar uma superfície regular, e sobre esta era aplicada a segunda camada que depois recebia a camada final de argamassa de recobrimento de cimento e areia.

#### **3.8.2.5 Consolidação de paredes com tirantes de travamento**

Nas construções tradicionais de médio porte que não dispunham de montantes de solidarização, os tirantes (varões) eram aplicados em paredes de grande comprimento com o objetivo de interligar as paredes opostas e podiam ser aplicados tanto ao nível das coberturas como dos pavimentos. Os tirantes são fundamentais tanto no caso das empenas soltas como no das paredes orientadas na direção dos vigamentos que dão apoio aos pavimentos. O melhoramento das ligações dos tirantes às paredes era obtido com a colocação de uma chapa ou cantoneira metálica. Os gabinetes apresentaram algumas variações a este tipo de reforço. Na Figura 3.40 pode-se ver uma solução com tirante de varão.

A introdução de tirantes ao nível dos pisos é uma técnica de reforço global que permite ligar paredes opostas. Esta técnica foi aplicada após o sismo de 1926 na ilha do Faial e teve um bom comportamento no sismo de 1998 [28].



Figura 3.40 - Exemplo de utilização de conetores na consolidação de edifício de alvenaria [32].

### **3.8.2.6 Consolidação de paredes com montantes de solidarização**

Os montantes de solidarização eram executados quando da reconstrução integral de paredes de alvenaria de pedra, sendo necessário realizar a ligação entre estes elementos e as paredes de alvenaria adjacentes que não sofreram danos.

### **3.8.2.7 Consolidação de paredes com injeção de caldas de cimento**

Como a maioria das paredes de alvenaria eram de folha dupla, com o espaço intermédio entre elas preenchido com material de má qualidade, alguns gabinetes preconizaram a aplicação de injeções de calda de cimento a baixa pressão de modo a preencher os vazios existentes e consequentemente melhorar a consolidação das paredes de alvenaria, Figura 3.41.



Figura 3.41 - Consolidação de paredes com injeção de caldas [32].

### **3.8.2.8 Consolidação e reforço de cunhais**

A consolidação e reforço de cunhais visavam melhorar a ligação entre as paredes confinantes, traduzindo-se num melhor comportamento sísmico e num aumento da estabilidade estrutural dos mesmos. A solução envolvia descascar o reboco, limpar e refechar as juntas, colocar a armadura metálica, constituída por varões de aço, e aplicar a camada final de argamassa de recobrimento, Figura 3.42.

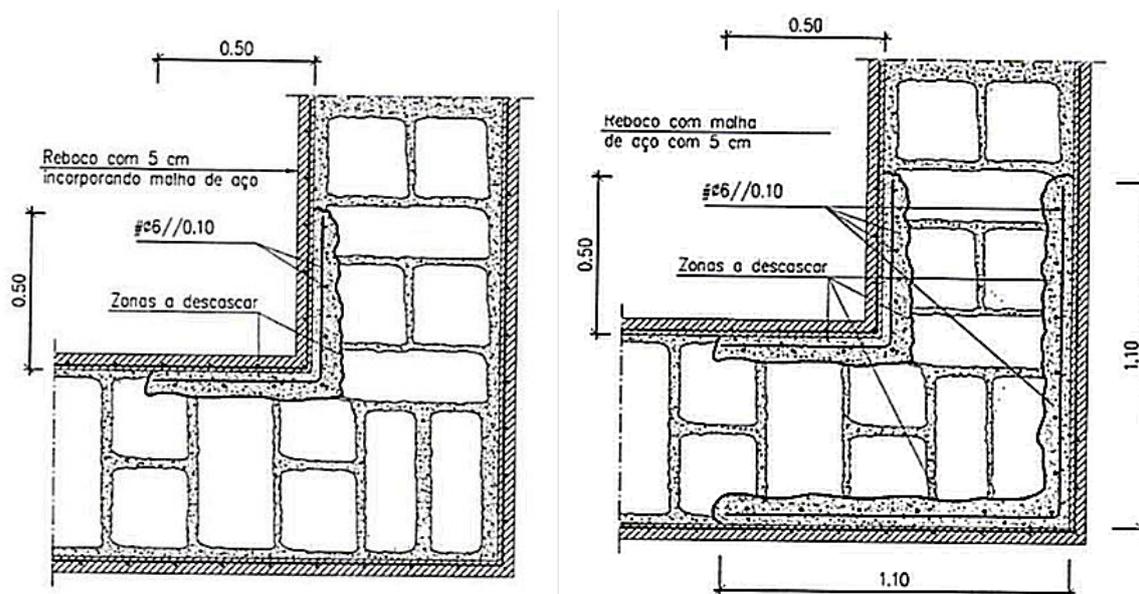


Figura 3.42 - Representação esquemática de consolidação de cunhais [71].

### 3.8.2.9 *Consolidação com pregagens de pilares às paredes*

Estes pilares de betão armado eram executados nos edifícios que apresentavam danos maiores e ficavam encastrados nas paredes de alvenaria. Quando não ficavam encastrados, eram colocados encostados ao paramento interior das paredes de alvenaria de pedra e ligados a esta com ferrolhos de aço chumbados na parede e incorporados na betonagem do montante.

### 3.8.2.10 *Reconstrução de paredes de alvenaria confinada*

Estas paredes resultavam de ampliações realizadas normalmente para tardo das construções tradicionais e foram executadas aplicando novos materiais e técnicas construtivas, nomeadamente lajes de betão, apoiadas em paredes de alvenaria de blocos de cimento confinadas com montantes de travamento.

### 3.8.2.11 *Elevação da alvenaria de blocos de cimento em paredes interiores e exteriores*

Estas alvenarias de blocos de cimento eram executadas quando pretendiam realizar um aumento da parte superior de paredes interiores e exteriores.

### 3.8.2.12 *Eliminação de deformações*

Esta técnica não foi implementada devido aos custos envolvidos. As paredes de alvenaria de pedra eram demolidas e reconstruídas em alvenaria de blocos de cimento.

### 3.8.2.13 *Consolidação de fundações*

De modo a consolidar as fundações das paredes foi preconizada a construção de vigas de fundação em betão armado nos dois lados das paredes, Figura 3.43. Porém, devido à dificuldade

de execução, por vezes não era executada a viga interior. Como alternativa às vigas de fundação, em alguns casos foram executados apenas enchimentos laterais com betão ciclópico contra as fundações das paredes.

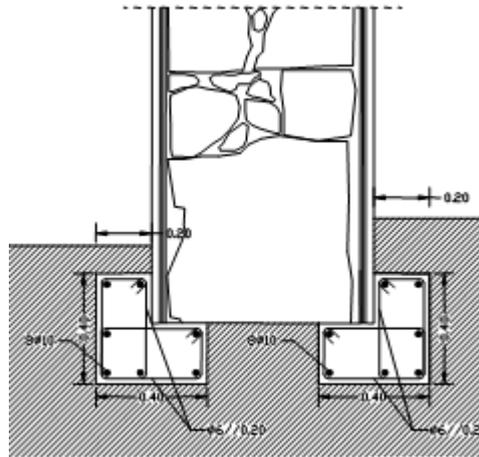


Figura 3.43 – Representação esquemática de consolidação de fundações [71].

#### 3.8.2.14 Execução de viga de remate do reboco armado ao nível da fundação

De modo a melhorar a ligação do reboco armado às paredes de alvenaria foi preconizada a execução de um reforço através da execução de uma viga de remate, em betão simples ou armado, ao nível da fundação das paredes. A amarração destas vigas às paredes era realizada através da introdução de ferrolhos metálicos, Figura 3.44.

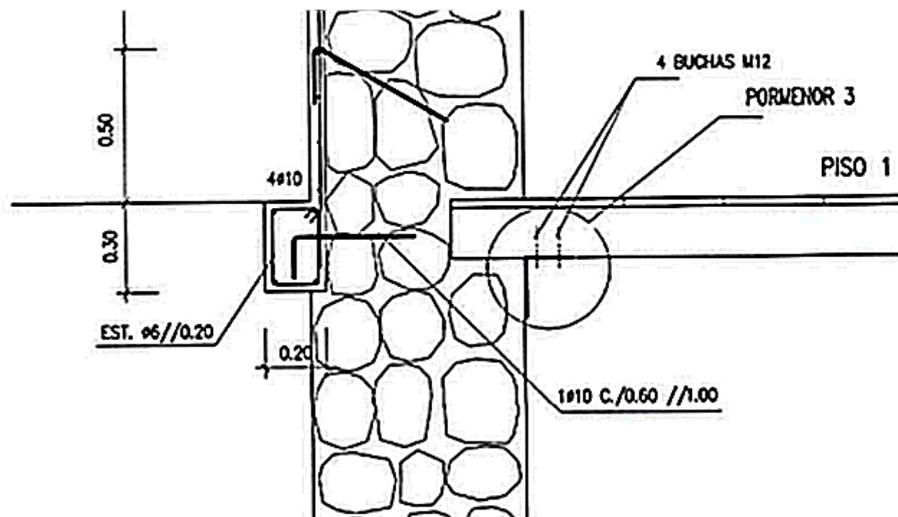


Figura 3.44 – Representação esquemática de viga de remate do reboco armado na fundação [71].

### **3.8.2.15 Consolidação de estruturas de madeira**

As estruturas de madeira de pavimentos e cobertura foram reforçadas com o objetivo de assegurar um funcionamento sísmico conjunto, tendo os gabinetes preconizado soluções que visavam melhorar as ligações entre os vários elementos estruturais. Os pavimentos e coberturas encontravam-se frequentemente apenas apoiados nas paredes, sem qualquer tipo de ligação, o que implicava o seu funcionamento somente por atrito, Figura 3.45.



Figura 3.45 - Consolidação de estruturas de madeira com tarugos [71].

### **3.8.2.16 Execução das ligações da estrutura da cobertura à cinta de solidarização**

De modo a melhorar o funcionamento conjunto das construções tradicionais face à ação sísmica foi necessário assegurar ligações eficientes das estruturas da cobertura à cinta de solidarização, geralmente através de ganchos metálicos.

### **3.8.2.17 Contraventamento de pavimentos e coberturas**

O contraventamento dos pavimentos e coberturas foi garantido através da colocação de elementos diagonais. Este tipo de reforço contribui para melhorar a distribuição de forças sísmicas e foi aplicado tanto em pavimentos como em coberturas, Figura 3.46.



Figura 3.46 – Exemplo de contraventamento de pavimento [33].

### 3.9 UMA METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE REFORÇO APÓS O SISMO DE 1998

Os gabinetes contratados pelo CPR preconizaram diversas soluções de reforço, algumas respeitando as regras recomendadas pelo LREC [63] e noutras apresentando as suas próprias soluções, o que implicou a apresentação de diferentes detalhes e pormenores para cada solução.

Contudo, as técnicas de reforço aplicadas na reabilitação não se cingiram apenas às preconizadas pelo LREC e pelos gabinetes. Apesar das populações terem sido sensibilizadas para não executarem lajes de betão armado como solução de reforço, alguns proprietários exigiram a sua execução em pisos e coberturas. Além de aumentarem a massa e a rigidez das construções, originavam situações de lajes simplesmente apoiadas em paredes de alvenaria de pedra, algumas já reforçadas com reboco armado, outras dispoendo de pilares de betão armado embebidos nessas paredes e outras ainda em que as paredes não dispunham de qualquer tipo de reforço.

A análise realizada aos projetos de uma amostra analisada permitiu verificar que os gabinetes recorreram geralmente a técnicas experimentais, normalmente sem enquadramento normativo disponível, mas constituiu a única forma de obviar o desconhecimento existente na altura sobre os materiais e os elementos estruturais das construções tradicionais [2].

Essas técnicas de reforço, quer interventivas quer preventivas, tinham como objetivo principal reforçar globalmente as construções tradicionais (solidarização) e reforçar também alguns elementos estruturais das mesmas (consolidação). As técnicas de reforço preventivas utilizam-se para prevenir ou atenuar os danos e o colapso das construções e as interventivas após a ocorrência de danos.

Com o objetivo de avaliar a eficiência das técnicas de reforço preconizadas pelos diversos gabinetes contratados pelo CPR, desenvolveram uma metodologia para esse efeito [2]. O método baseia-se num conjunto de parâmetros que permitem atribuir uma classificação, em termos percentuais, para cada projeto em função da eficiência estrutural do reforço sísmico assegurado. A amostragem, constituída por 40 projetos de execução, foi analisada com grande especificidade em termos estruturais globais, tendo em conta o conhecimento das características do parque edificado açoriano, uma variação empírica e o recurso ao conhecimento do comportamento estrutural das técnicas de reforço ensaiadas “*in situ*” por Arêde e *al.* [3]. Para o efeito, dividiram as soluções nos três grupos seguintes [2]:

#### **Grupo A:**

Neste grupo consideraram que a aplicação de técnicas de reforço global (solidarização) nas construções tradicionais devia garantir o seguinte:

1. Ligações de continuidade das paredes (*e.g.*, utilização de tirantes);
2. Apoios das paredes ao longo da altura do edifício;

3. Continuidade entre as paredes e a fundação;
4. Ligação entre os diversos elementos que compõem a estrutura assegurando a continuidade (e.g., ligações da cobertura e dos pisos às paredes);
5. Funcionamento conjunto de todos os elementos estruturais (e.g., utilização de cintas de solidarização).

#### **Grupo B:**

Em relação às técnicas de reforço de elementos (consolidação) dessas construções, consideraram que deviam envolver o seguinte:

6. Reboco armado apenas numa face da parede, somente melhora a capacidade resistente do reboco;
7. Reboco armado nas duas faces, melhora a capacidade resistente do reboco e da parede;
8. Injeção de calda no interior das paredes melhora a capacidade resistente da parede de alvenaria);
9. Ligação entre panos de parede com varões de aço ou com inclusão de “travadores”, melhora a capacidade resistente da parede de alvenaria);
10. Ligações eficientes entre peças de madeira melhoram a capacidade de funcionamento dos elementos de madeira;
11. Substituição de elementos de madeira deteriorados por elementos novos.

#### **Grupo C:**

Além das duas técnicas anteriores, consideraram ainda as medidas gerais de intervenção, nomeadamente:

12. Evitar panos de parede compridos;
13. Introdução de lajes de betão armado, que causam irregularidades em planta e altura.

Construíram a Tabela 3.1 que varia entre 0 e 20 valores e para cada um dos grupos foram admitidas algumas considerações especiais [2].

Assim, no Grupo A, o cumprimento das medidas 2, 3 e 4 perfazem 100%, traduzindo-se num peso combinado de 40% da pontuação final. As medidas 1 e 5 não são cumulativas com estas na eficiência global, mas contribuem com a sua presença na ausência de uma delas. Consideram, por exemplo, que as medidas 1 e 5, utilizadas cumulativamente, podem substituir a medida 2, com o mesmo grau de eficiência, se forem executadas em todos os níveis (pisos e cobertura) [2].

No Grupo B, a conjugação das medidas 7, 9, 10 e 11 perfaz 100%, traduzindo-se num peso combinado de 50% da pontuação final. As medidas 7 e 8 não são cumulativas, mas possuem uma eficácia equivalente. Por outro lado, se não for necessário executar as medidas 10 e 11, ou se já existirem, os valores dos pesos combinados são contabilizados.

Relativamente ao Grupo C, a ausência das medidas 12 e 13 traduz-se no peso combinado de 10% da pontuação final. Ao invés, a sua presença traduz-se na diminuição do peso combinado, que pode em algumas situações atingir um valor negativo.

Tabela 3.1 - Critérios de classificação das soluções de reforço [2].

Grupo	Técnica		Peso	Peso combinado
<b>Grupo A</b> <b>Técnicas de reforço global</b>	1	Garantir as ligações de continuidade das paredes	20	40
	2	Garantir os apoios das paredes ao longo da altura do edifício	40	
	3	Garantir a ligação da parede à fundação	30	
	4	Ligação entre os diversos elementos estruturais (paredes, pisos e cobertura)	30	
	5	Cinta de coroamento	20	
<b>Grupo B</b> <b>Técnicas de reforço de elementos</b>	6	Reboco armado apenas numa	10	50
	7	Reboco armado nas duas faces	40	
	8	Injeção de calda no interior das paredes	40	
	9	Ligação entre panos de parede com varões de aço inox e chapas	40	
	10	Melhoramento da ligação entre peças de madeira	10	
	11	Substituição de elementos de madeira	10	
<b>Grupo C</b> <b>Medidas gerais de intervenção</b>	12	Existência de panos de parede compridos	-20	10
	13	Introdução de laje de betão armado		
		<20% da área total	-20	
		Entre 20 e 60%	-30	
		> 60%	-40	

Na Figura 3.47 apresenta-se a classificação obtida pelos projetos de reforço, destacando-se desde logo o fato de ter sido atribuída uma eficiência final de 45%. Contudo, consideraram que esta proposta de metodologia devia ser vista como uma proposta preliminar e que carece de calibração com um maior conhecimento do comportamento sísmico dos edifícios reabilitados e com o desenvolvimento de métodos analíticos e experimentais. Consideraram ainda que uma proposta similar podia ser aplicada aos edifícios monumentais, desde que devidamente adaptada [2].

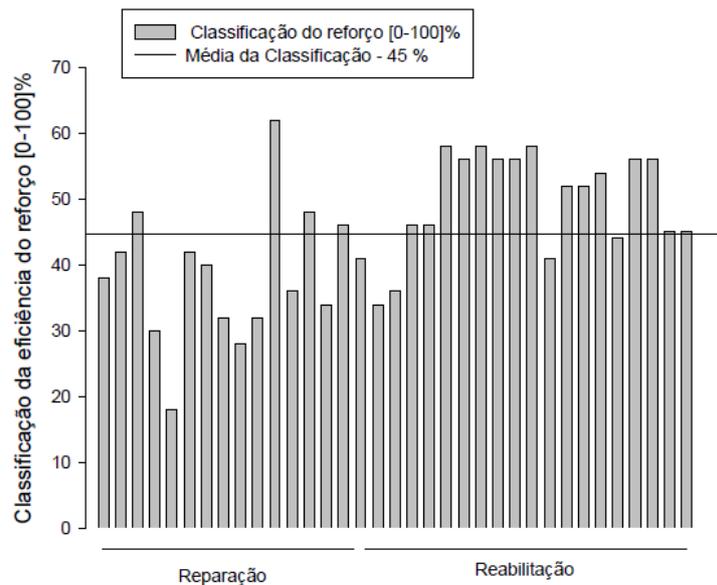


Figura 3.47 – Classificação dos projetos analisados [2].

### 3.10 ANÁLISE DAS TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO NA CONSTRUÇÃO TRADICIONAL AÇORIANA

Os dois últimos eventos sísmos de grande intensidade ocorridos no Arquipélago dos Açores afetaram o seu parque habitacional e monumental, destacando-se especialmente os danos permanentes provocados nas construções tradicionais. Os danos surgem, no caso dos Açores, principalmente devido aos sísmos mas encontram-se associados a outros fatores (e.g., sistemas construtivos, alterações, degradação dos materiais, etc.). Mas também não se deve esquecer que muitas vezes estas estruturas não foram projetadas para resistirem a forças horizontais [72].

Essas construções tradicionais são geralmente constituídas por paredes exteriores de alvenaria de pedra e por pavimentos e coberturas em madeira. As construções tradicionais das zonas rurais apresentam normalmente paredes de alvenaria de pior qualidade e mesmo para sísmos de baixa ou moderada intensidade estas paredes ficam desligadas e/ou fissuradas.

Os danos permanentes (e.g., desconexões, desaprumos, fissuras, etc.) introduzidos nas construções pelos sísmos ao longo dos séculos se não forem reparados podem levar ao colapso dessas construções décadas depois, principalmente pela redução ou inexistência de ligações entre as paredes de fachada e as interiores, desaprumos, fissuras e a falta de manutenção associada poderão causar a decadência e o colapso dessas construções [72]. Estes danos, por outro lado, podem contribuir para a diminuição da rigidez global da estrutura e a sua frequência própria, resultando numa diminuição das forças sísmicas induzidas na construção. Mas o decréscimo da frequência própria pode implicar também problemas de ressonância,

principalmente para a componente vertical do sismo, situação desfavorável para a estrutura e pode implicar o seu colapso [63].

Portanto, as exigências de segurança nas construções tradicionais implicam necessariamente levar a efeito intervenções de reforço estrutural por forma a introduzir resistência sísmica nas mesmas. Nas intervenções a realizar nas construções tradicionais açorianas deve-se realizar uma interpretação prévia dos danos observados, adquirir conhecimentos sobre as construções existentes, os materiais constituintes e as técnicas e tecnologias originais usadas na sua construção, reparações ou ampliações. Além disso, e sempre que possível, devem adotar-se técnicas de reforço que não interfiram, ou interfiram o mínimo possível, com os métodos construtivos e com os materiais originais da construção.

### **3.10.1 Comportamento global da construção tradicional açoriana**

O comportamento global de um edifício depende principalmente da sua constituição e das ligações entre os seus elementos constituintes. Nas construções tradicionais açorianas os pavimentos e as coberturas devem, por um lado, ligar adequadamente às paredes para funcionarem como apoio destas ao longo da sua altura e, por outro, possuir ductilidade suficiente para dissipação de energia.

Como os pavimentos e as coberturas de madeira da construção tradicional possuem rigidez reduzida no próprio plano, o seu contributo é pouco eficiente na distribuição de forças horizontais. Assim, as forças sísmicas são essencialmente absorvidas pelas paredes de alvenaria, distribuídas em altura e proporcionais à massa das paredes. No entanto, a contribuição dos pavimentos e das coberturas é essencial para melhorar o seu comportamento, fundamentalmente para a ação fora do plano, dado que permitem o apoio das paredes ao longo da altura das mesmas [28].

Além disso, o comportamento global dos edifícios face à ação sísmica depende também das eventuais excentricidades existentes entre os centros de massa e de rigidez.

Mas nesse aspeto a construção tradicional açoriana mais antiga é bastante regular em planta e altura, apresentando, por vezes, alguma irregularidade originada pelas alterações introduzidas ao longo do tempo, situação desfavorável pelos fenómenos de torção que pode introduzir [28].

### **3.10.2 Comportamento global e danos observados pós-sismo**

Os danos observados na construção tradicional pós-sismo incidem principalmente sobre as paredes de alvenaria de pedra e são função da intensidade do sismo e das características das construções.

De acordo com a classificação referida no ponto 2.6.5.2, os danos observados em cada um dos tipos de paredes de pedra são os seguintes [28].

- a) Alvenaria de pedra irregular: quando a argamassa é de má qualidade, durante o sismo geram-se forças de inércia em cada bloco/pedra e se excederem a resistência da argamassa são puxadas para fora do plano e podem originar desaprumos, deformações ou até o colapso das paredes;
- b) Alvenaria de pedra com junta seca: dada a inexistência de argamassa, a resistência das paredes é obtida apenas pelo atrito entre as pedras e pode provocar colapsos generalizados;
- c) Alvenarias de duas folhas: a heterogeneidade desta alvenaria e o fato de possuir um núcleo menos resistente também pode provocar o colapso das paredes e consequentemente das construções;
- d) Alvenarias de pedra de boa qualidade: devido à regularidade da pedra, apresentam normalmente boa resistência;

Atendendo à existência da componente vertical dos sismos que ocorrem nos Açores implica um agravamento dos danos nas paredes, prejudicando principalmente o comportamento estrutural das paredes dos tipos a) b) e c). No caso das paredes do tipo d), essa componente também agrava o comportamento das mesmas, porque ao aliviar o peso próprio, e por consequência a compressão, diminui a resistência ao deslizamento dos blocos [28].

O tipo de cobertura típica da construção tradicional açoriana é desfavorável a um bom comportamento global e, quando não existe a linha/tirante ou esta deixa de funcionar ou quando as ligações entre varas, frechal e tirante não são efetivas, geram-se forças horizontais na sua parte superior que empurram a parede para fora do plano. Nestes casos é indispensável prever a absorção destas forças com elementos de reforço. Por outro lado, este tipo de cobertura não confere uma boa ligação entre esta e a parede, já que o tirante fica simplesmente apoiado na parede e desenvolve-se uma zona de vulnerabilidade acrescida. Porém, este problema dos apoios é ainda mais importante no caso das paredes de empena, pois não possuem elementos que se apoiem nelas, o que dificulta a criação de travamentos e na maioria dos casos sofrem danos elevados porque são elementos soltos [28].

Os pavimentos de madeira, tal como as coberturas, devem contribuir para a estabilidade das paredes conferindo uma boa ligação dos pavimentos às paredes, para que estas possam encontrar aí um ponto de apoio. Além disso, as vigas de suporte dos pavimentos devem ficar devidamente ancoradas nas paredes, caso contrário podem deslocar-se dos seus apoios e originar o colapso dos mesmos.

### **3.10.3 Principais problemas da construção tradicional açoriana**

Através da análise dos danos observados nas construções tradicionais após o sismo de 1998, os principais problemas estruturais destas construções podem-se sintetizar do seguinte modo [28]:

- a) Falta de rigidez, resistência e homogeneidade das paredes devido ao processo construtivo existente, que é ainda prejudicado pelo tipo de sismo característico dos Açores: sismo próximo, com grande componente vertical e alta frequência;
- b) Falta de travamento das paredes;
- c) Falta de apoio ao longo da altura das paredes;
- d) Falta de rigidez dos pisos de madeira;
- e) Inadequada solução construtiva das coberturas, que não travam as paredes e dão origem à presença de forças horizontais na zona mais crítica da parede;
- f) Existência de descontinuidades verticais e horizontais, que dão origem a forças sísmicas maiores nas zonas de ligação.

#### **3.10.4 Técnicas de reforço**

Deve-se realçar que já existe muita informação disponível tanto a nível nacional como internacional sobre técnicas de reforço sísmico para as construções com estruturas de alvenaria de pedra. A nível nacional destacam-se as publicações de João Appleton [49] e Vitor Córias e Silva [73] e a nível internacional os trabalhos de referência desenvolvidos pelas universidades europeias, especialmente as italianas.

A análise dos danos observados após a ocorrência de um sismo contribui para compreender e extrair ensinamentos sobre os procedimentos a adotar no reforço das construções tradicionais, podendo seguir-se a seguinte metodologia:

- a) Avaliar o nível de segurança existente na construção e os níveis esperados ou que se podem alcançar com o reforço;
- b) Análise matemática do comportamento sísmico da construção;
- c) Análise teórica, complementada com a observação do comportamento da estrutura no local e ao longo do tempo [72].

As medidas de reforço devem garantir a continuidade e conexões entre os principais elementos estruturais da construção e pode-se seguir uma das seguintes vias alternativas: 1) melhorar o comportamento estrutural global; e 2) reduzir os efeitos da ação sísmica. A última centra-se mais nas características dos materiais, elementos estruturais e suas ligações para acomodarem as exigências sísmicas com suficiente ductilidade.

Os níveis de segurança obtidos pelas duas vias podem-se considerar praticamente equivalentes. Contudo, na prática a primeira via transmite mais confiança e é mais fácil de implementar. A utilização de qualquer destes tipos de intervenção pode abranger duas metodologias de atuação: ao nível global e/ou ao nível dos elementos estruturais.

#### **3.10.4.1 Técnicas ao nível global**

As intervenções nas construções tradicionais dos Açores devem melhorar os seus níveis de segurança em termos globais e garantir a continuidade dos diversos elementos estruturais (e.g., paredes, pisos e coberturas) e as conexões/ligações entre esses elementos.

A colocação de tirantes ao nível dos pisos é uma técnica de reforço global que permite ligar paredes opostas e assumem um papel fundamental tanto nas empenas soltas como nas paredes orientadas na direção das vigas de madeira onde assenta o soalho. Esta técnica foi aplicada após o sismo de 1926 na ilha do Faial e teve bom comportamento durante o sismo de 1998 [28].

O apoio dos pavimentos nas paredes é uma técnica relativamente simples e pode ser conseguida através da colocação de cantoneiras que promovam a ligação dos pavimentos às paredes, rigidificação dos pisos de madeira no seu plano (e.g., dispondo peças diagonais de madeira ligadas por chapas metálicas) e colocação de peças metálicas a ligar as vigas de madeira às paredes. Após o sismo de 1998, foi adotada uma técnica que consiste em colocar treliças metálicas ao nível dos pavimentos, Figura 3.48.



Figura 3.48 - Colocação de treliça metálica ao nível do pavimento [33].

O reforço global pela garantia das conexões/ligações entre os diversos elementos estruturais pode conseguir-se através da ligação de paredes opostas, construindo apoios ao longo da sua altura para que possam funcionar em conjunto, técnica que foi utilizada nas obras de reforço das igrejas do Faial e Pico. O objetivo principal é ligar as paredes umas às outras nos pontos mais críticos.

Uma técnica cujo objetivo é semelhante consiste em realizar a ligação através de cantoneiras introduzidas nas interseções de paredes, sendo colocados conetores metálicos (varões roscados) que atravessam as paredes, eventualmente reforçadas com reboco armado.

O reforço pode envolver uma intervenção direta sobre os elementos estruturais de pedra, restabelecendo ou melhorando as suas capacidades resistentes ou, então, prever uma introdução

de outros elementos estruturais que promovam os desvios de cargas ou efeitos para os quais os elementos de pedra não se encontram aptos a resistir. Esta última opção, não sendo necessariamente uma intervenção de reforço sobre o material, não deixa de ser um reforço sobre a estrutura global.

Em resumo, as técnicas de reforço global consistem em: 1) assegurar as ligações entre paredes opostas, forçando-as a funcionarem em conjunto e conferindo-lhes apoios ao longo da sua altura; e 2) garantir o funcionamento correto de todas as conexões estruturais e melhorar a capacidade de resistência à tração dos diversos elementos estruturais nas zonas críticas.

#### **3.10.4.2 Técnicas ao nível do elemento estrutural**

As construções tradicionais possuem, por vezes, adequada rigidez e resistência aos sismos. Mas alguns elementos estruturais poderão não dispor de características de rigidez, resistência ou ductilidade, aspetos que podem ser reabilitados através de diferentes técnicas. Em termos de reforço sísmico, esse objetivo poderá melhorar o seu comportamento estrutural de modo a proporcionar-lhe melhores capacidades dissipativas envolvendo o aumento da ductilidade.

#### **3.10.4.3 Técnicas de reforço passivo ou ativo**

De uma forma abrangente, englobando técnicas tradicionais ou modernas de reforço passivo ou ativo, destacam-se algumas técnicas que podem ser utilizadas para reforçar as construções tradicionais açorianas:

- Desmonte e reconstrução pontual de zonas degradadas de alvenaria (ou cantaria), com eventual substituição de elementos em piores condições;
- Refechamento de juntas, removendo e substituindo parcialmente a argamassa que esteja degradada, eventualmente incluindo armadura de reforço na argamassa de substituição das juntas horizontais;
- Injeção de caldas ou resinas fluídas para preencher vazios interiores ou selagem de fissuras de paredes de alvenaria ou outros elementos de características similares;
- Rebocos armados ou encamisamento de paredes de alvenaria, que são técnicas afins, constituindo essencialmente na execução de camadas resistentes à superfície das paredes, dotadas de uma malha de material resistente à tração (e.g., aço, metal distendido, fibra de vidro, polímeros, etc.), pregadas à parede e eventualmente ligadas transversalmente nas faces opostas das paredes;
- Pregagens transversais, destinadas a ligar as diferentes folhas de uma parede composta por tirantes instalados em furos previamente abertos, eventualmente preenchidos depois com uma argamassa selante, e ancorados nas faces opostas das paredes;
- Aplicação de pré-esforço externo ou interno de elementos estruturais específicos ou da estrutura como um todo;

- Reforço com materiais compósitos, colados com resinas apropriadas à superfície do elemento a reforçar, seguindo uma ideia muito semelhante à dos rebocos armados;
- Acoplamento de elementos metálicos ou de madeira adicionais, destinados a melhorar a resistência à compressão e ao corte, nomeadamente através de um maior confinamento dos elementos de alvenaria;
- Execução de novos elementos estruturais (metálicas, de madeira, de betão ou mistas) que aliviem os efeitos negativos sobre a alvenaria ou cantaria de pedra;
- Consolidação do solo de fundação através do aumento da largura das fundações e da capacidade resistente, com a utilização de elementos auxiliares de suporte (e.g., micro-estacas ou estacas).

Naturalmente que as técnicas referidas podem ser usadas isoladamente ou em conjunto, dependendo da adequabilidade a cada caso.

No 0 apresenta-se um conjunto de pormenores construtivos utilizados na reabilitação/reparação de construções tradicionais açorianas após o sismo de 1998.

### 3.10.5 Revisão das técnicas de reforço sísmico de construções de alvenaria tradicional

Embora uma variedade de soluções técnicas tenham sido implementadas para reforço sísmico, existe pouca regulamentação ou informação técnica que permita aos projetistas avaliar os méritos relativos dessas técnicas. Nesse contexto, ElGawady [74] procedeu à revisão e análise das técnicas convencionais mais utilizadas na reparação/reabilitação de edifícios existentes de alvenaria de pedra não reforçada, bem como às causas mais comuns de danos e falhas (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 - Resumo da revisão das técnicas de reforço [74].

Técnica	Eficiência		Vantagens	Desvantagens
	No plano	Fora do Plano		
Argamassa reforçada	$F_r \rightarrow 2 - 3 F_{ur}$ Improvável $D_r$	Estabilidade improvável	- Tecnologia baixa - Limitado acréscimo de massa	- Redução de espaço - Impacto arquitetónico - Requer acabamentos de arquitetura
Betão projetado	$F_r \rightarrow 3 F_{ur}$ $D_r \rightarrow D_{ur}$	Estabilidade improvável	- Grande incremento em $F_{ur}$ - Muito significativa melhoria de dissipação de energia	- Redução de espaço - Massa pesada - Violação do grau performance - Ocupação perturbada - Impacto arquitetónico - Requer acabamentos de arquitetura
Injeções	Restaura a rigidez inicial	Pode restaurar a rigidez inicial	- Não acrescenta massa - Não afeta a função do edifício - Não reduz espaços	- Epoxy cria zonas com variação de rigidez e tensão - Elevados custos do epoxy - Não há incrementos

Técnica	Eficiência		Vantagens	Desvantagens
	No plano	Fora do Plano		
			- Não tem impacto arquitetônico	significativos $F_r$ usando cimento-base argamassa
Reforço externo	$F_r \rightarrow 4.5 - 10$ $F_{ur}$ $E.D_r > 1.5$ $E.D_{ur}$	N.A.	- Alto incremento em $F_{ur}$ - Evita a desintegração - Melhora a ductilidade e a dissipação de energia	- Corrosão - Massa pesada - Violação do nível de performance - Requer acabamentos de arquitetura - Ocupação perturbada
Confinamento	$F_r \rightarrow 1.2 - 1.5$ $F_{ur}$ $D_r \rightarrow D_{ur}$	Evita a desintegração	- Evita a desintegração - Melhora a ductilidade e a dissipação de energia	- Não é fácil aplicar - Efeitos limitados em $F_{ur}$ - Requer acabamentos de arquitetura - Ocupação perturbada
Pós-esforço	Melhora $F_{ur}$	Melhora $F_{ur}$	- Não acrescenta massa - Não afeta as funções do edifício	- Perdas elevadas - Sistema de ancoragem - Potencial corrosão
Núcleo central	$F_r \rightarrow 2 F_{ur}$ $D_r \rightarrow 1.3 - 1.7 D_{ur}$	Melhora $F_{ur}$	- Não reduz espaços - Não há impacto arquitetônico - Não afeta as funções do edifício	- Cria zonas com variação de rigidez e tensões

$F_r, F_{ur}$  - resistência lateral para amostras reforçadas e não-reforçadas, respetivamente;  $D_r, D_{ur}$  - deslocamento lateral para amostras reforçadas e não-reforçadas, respetivamente; E.D. - dissipação de energia.

## 4 ENSAIOS LABORATORIAIS E *IN SITU* DE PAREDES DE ALVENARIA TRADICIONAL AÇORIANA

As inspeções realizadas pelos técnicos após os eventos sísmicos ocorridos em 1980 e 1998 no Arquipélago dos Açores confirmaram que as construções tradicionais de alvenaria de pedra possuem um desempenho sísmico menos favorável e, quando se procura as causas para explicar esse facto, acaba por se repetir o que já é do conhecimento comum: argamassas com fracas características mecânicas, baixa resistência ao corte na ligação entre a argamassa e as pedras e má qualidade do material de enchimento do núcleo, etc. Da conjugação destes aspetos resulta o seu comportamento não-monolítico o qual, perante eventos sísmicos com uma componente vertical importante da ação sísmica, acaba por ocasionar fenómenos de desagregação.

Por outro lado, os técnicos confirmaram também a ocorrência de colapsos parciais ou totais associados a mecanismos de rotura no plano e fora-do-plano e que são função das suas características construtivas (e.g., propriedades dos materiais, configurações, ligações entre os diversos elementos, massas, etc.).

Os especialistas confrontaram-se também com a inexistência de conhecimentos técnicos acerca das propriedades dos materiais dos elementos de alvenaria, tais como eles existem nas condições *in-situ* e em condições laboratoriais [3] a [6] e [75]. O estudo do comportamento mecânico dos elementos tradicionais de alvenaria de pedra é fundamental para compreender o seu desempenho no âmbito de ações futuras para fazer face à ação sísmica e desenvolver técnicas a adotar em intervenções de reabilitação e/ou reforço.

Atendendo ao desconhecimento das características dos materiais das alvenarias tradicionais açorianas, após o sismo de 1998 o CPR decidiu adjudicar a uma empresa a realização de alguns ensaios para conhecer melhor as propriedades mecânicas desses materiais e, assim, poder apoiar tecnicamente os gabinetes projetistas contratados para elaborarem os projetos de intervenção de reabilitação e reforço das construções tradicionais açorianas afetadas pelo sismo. Em 1999, e na sequência dessa adjudicação, a empresa realizou alguns ensaios e elaborou os respetivos documentos com a informação obtida, nomeadamente:

- Ensaios de caracterização de alvenarias tradicionais [75];
- Estudo experimental do comportamento de alvenarias de basalto sob ações estáticas e dinâmicas [76].

Desde então assistiu-se, e assiste-se, ao desenvolvimento de diversos trabalhos de investigação dedicados ao comportamento das paredes de alvenaria das construções tradicionais açorianas como objetivo de melhorar os conhecimentos técnicos sobre estes elementos estruturais, compreender o seu comportamento face à ação sísmica e o desempenho das técnicas de reforço utilizadas nos trabalhos de reabilitação e reforço das construções das ilhas do Faial e Pico

danificadas pelo sismo de 1998. Note-se que estes ensaios têm sido realizados tanto em condições *in situ* como em condições laboratoriais e normalmente envolvem, conjuntamente, investigadores de três universidades portuguesas: o Instituto Superior Técnico (IST), a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e a Universidade de Aveiro (UA). Também as Universidades do Minho [77] e a Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL) [78] estão a desenvolver estudos na área do comportamento sísmico de paredes de alvenaria tradicional, embora com materiais e técnicas construtivas diferentes das existentes nos Açores.

Concluída a montagem e a realização dos testes de operacionalidade dos equipamentos de ensaio associados à parede de reação da Unidade Laboratorial de Engenharia Sísmica (ULES) do Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), iniciaram-se em 2011 os ensaios com estes equipamentos, tendo sido selecionado em primeiro lugar o projeto de investigação denominado EDALP - Ensaios de Paredes de Alvenaria de Pedra, no qual se está a testar o comportamento das diversas técnicas de reboco armado utilizadas na reabilitação/reparação e reforço de paredes de alvenaria das construções tradicionais após o sismo de 1998. Neste capítulo aborda-se e descrevem-se alguns dos ensaios já realizados, dando-se especial ênfase aos do projeto EDALP.

#### 4.1 ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO DE ALVENARIAS TRADICIONAIS

A determinação das propriedades físicas e mecânicas de paredes de alvenaria é fundamental para a caracterização da resposta sísmica de construções tradicionais e posterior definição de adequados procedimentos de reabilitação e reforço. Após ponderação de vários fatores, foi decidido pelos técnicos envolvidos realizar os ensaios *in situ*, aproveitando as paredes de alvenaria de pedra de uma casa da freguesia dos Cedros, na ilha do Faial, que estava prevista ser demolida. Essa casa dispunha de pelo menos duas aberturas por parede de modo a permitir a definição de três zonas de parede ou painéis. As paredes selecionadas (A1, A2 e A3) possuíam cerca de 2.0 m de altura, 1.50m de largura e 0.70 m de espessura, Figura 4.1.

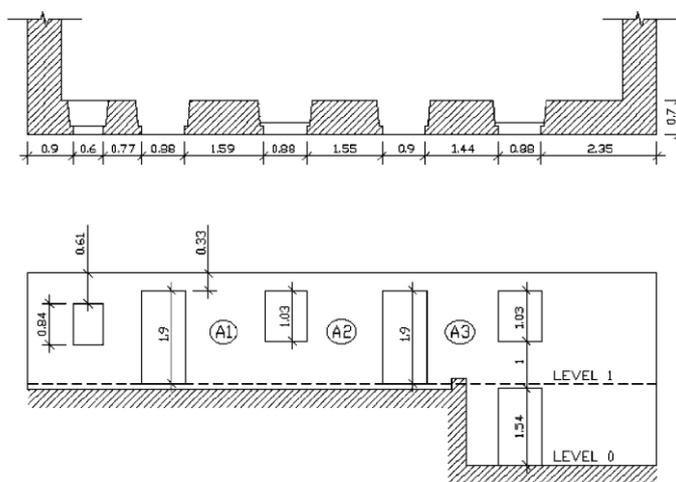


Figura 4.1 – Planta parcial e alçado com a definição das paredes ensaiadas [63].



- 7) Novo incremento da carga suspensa, balde cheio com areia até 2/3 do seu volume (5.40 kN);
- 8) Repetição das fases 4) a 6).

Além destas cargas, foram executadas ainda recargas parciais ou totais do balde, que dependiam da resistência do painel de parede testado e das condições de teste disponíveis. Nos painéis de parede mais resistentes a carga foi aumentada através da suspensão de um segundo balde, no mesmo local que o primeiro, e repetiram as fases 4) a 6).

Para a determinação das características físicas e mecânicas dos materiais das paredes extraíram seis amostras cilíndricas, com 12 cm de diâmetro, de duas das paredes. Com base nos ensaios realizados obtiveram para a massa volúmica um valor variável entre 17 e 19 kN/m<sup>3</sup>.

Assumindo que as paredes se comportavam como consolas, a sua frequência fundamental foi estimada através da equação seguinte:

$$\omega = (1.875)^2 \sqrt{EI/ml^4} \quad \text{Eq. 4}$$

em que:  $\omega$  é a frequência de parede em rad/s;  $E$  é o módulo de elasticidade;  $I$  é o momento de inércia da seção transversal da parede,  $m$  é a massa de parede, e  $l$  representa a altura da mesma. Na Tabela 4.1 apresenta-se o valor da frequência segundo as duas direções e para as três zonas de parede ensaiadas.

Tabela 4.1 - Valor da frequência das paredes [63].

Parede	Direção transversal	Direção longitudinal
A1	6,25 Hz	12,11 Hz
A2	9,38 Hz	17,97 Hz
A3	6,25 Hz	17,97 Hz

Considerando um valor de 18 kN/m<sup>3</sup> para a massa e os valores da frequência da Tabela 4.1, obtiveram os módulos de elasticidade indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valor do módulo de elasticidade das paredes [6] e [75].

Parede	E (GPa)	
	Direção transversal	Direção longitudinal
A1	0,22	0,17
A2	0,40	0,32
A3	0,18	0,39

Com base na análise dos valores obtidos, consideraram que poderiam recomendar para as casas de zonas rurais valores do módulo de elasticidade entre 0.2 e 0.3 GPa. Além disso, este valor podia ser aumentado até 0.35 a 0.40 GPa no caso da parede reforçada com reboco armado. No caso da parede reforçada com injeção de argamassa, consideraram que nenhuma conclusão podia ser formulada devido à incerteza da técnica.

## 4.2 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA

Foram realizados dois ensaios *in-situ* para conhecerem melhor o comportamento da alvenaria de pedra tradicional face à ação dinâmica e para avaliarem também a eficácia de alguns reforços sísmicos sugeridos para intervenções pré/pós-sismo, sugestões que se encontram incluídas na Parte 3 do Eurocódigo 8 [47].

A metodologia de ensaio consistiu na aplicação de uma força/deslocamento fora-do-plano no topo das paredes de fachada de duas casas da ilha do Faial, através da colocação de um sistema auto-equilibrado de atuadores hidráulicos, em que uma das paredes funcionava como elemento de reação quando era imposta uma força/deslocamento, Figura 4.3.

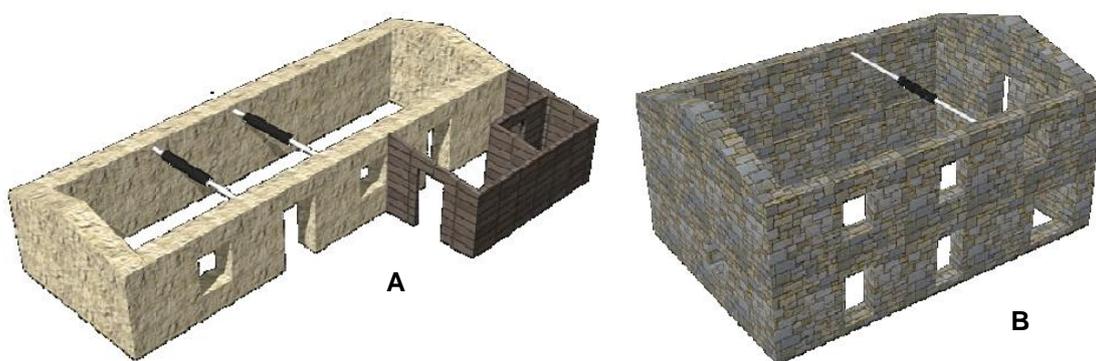


Figura 4.3 – Sistema utilizado nos ensaios fora-do-plano de paredes de alvenaria das duas casas [7].

Na casa **A** foram ensaiadas três técnicas de reforço: 1) reboco armado com conetores metálicos e chapas de ancoragem; 2) perfis de chapa quinada na zona de ligação dos pisos e das coberturas às paredes, com os perfis ligados às paredes através de conetores metálicos que atravessavam toda a seção das paredes; e 3) vigas de fundação ao longo das paredes de fachada, Figura 4.4.

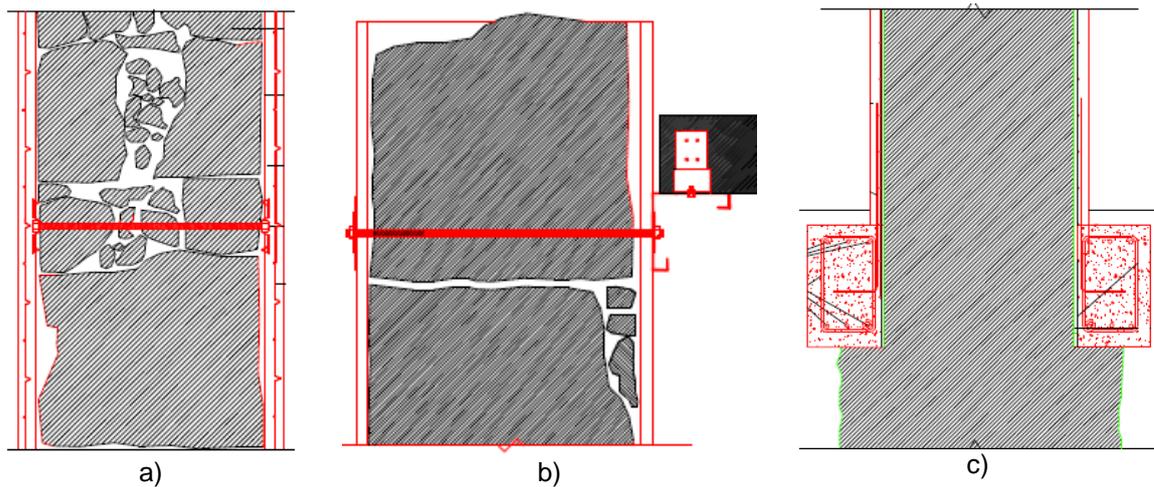


Figura 4.4 – Reforços com: a) reboco armado e conetores; b) chapa quinada e conetores; e c) vigas de fundação [7].

A comparação dos resultados dos ensaios com as três técnicas de reforço foi realizada através da envolvente forças vs. deslocamentos, Figura 4.5.

Através da análise dos resultados verifica-se que a aplicação de qualquer dos reforços sísmicos considerados introduz uma melhoria significativa do comportamento fora-do-plano das paredes de alvenaria (força e deslocamento máximo). Por exemplo, a execução das vigas de fundação aumentou, em cerca de 40%, a resistência máxima da parede reforçada apenas com reboco armado, além de duplicar a sua capacidade de deformação.

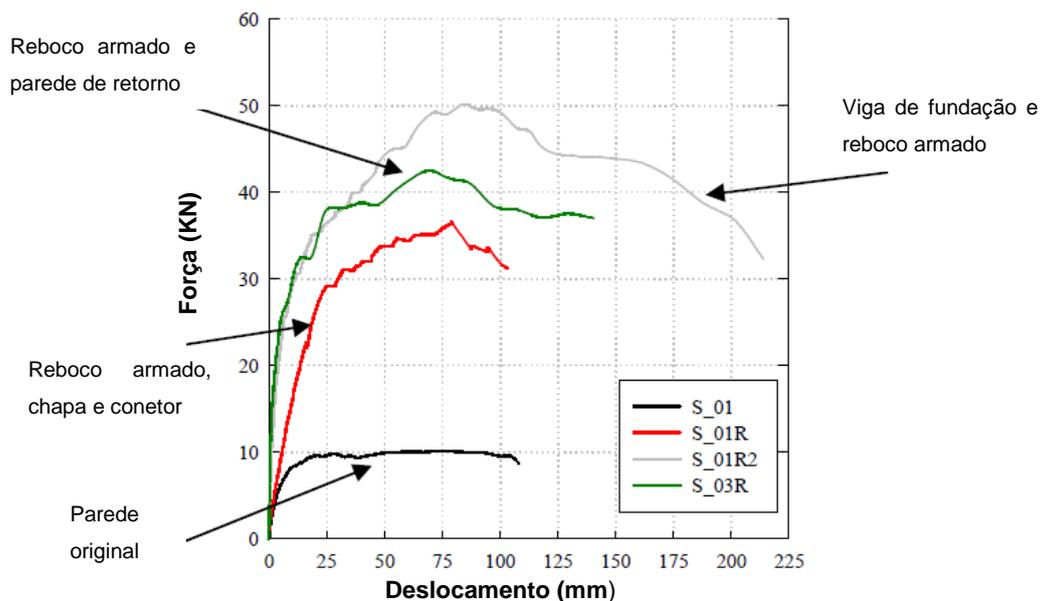


Figura 4.5 – Comportamento observado nas paredes ensaiadas na casa A [7].

Na casa **B**, que possuía paredes de alvenaria de pedra bem aparelhada, cunhais com pedra bem imbrincada e camas formando fiadas horizontais, foram ensaiadas também três técnicas de reforço: 1) reforço de ligações entre parede e vigas de piso/cobertura, semelhante à técnica utilizada na casa **A**; 2) melhoria da ligação do soalho às vigas de piso e às paredes e com reforço da ligação ao nível da cobertura; e 3) reboco armado aplicado nos cunhais pelo interior com conectores metálicos embebidos e chapas de ancoragem, Figura 4.6.

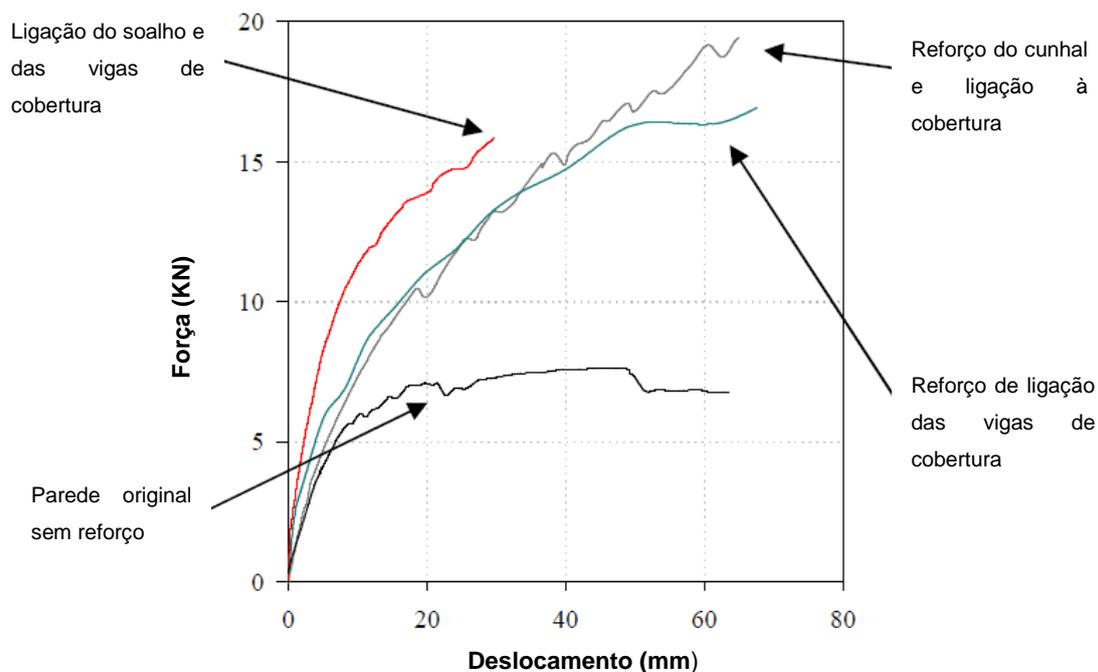


Figura 4.6 - Comportamento observado nas paredes ensaiadas na casa **B** [7].

A comparação do resultado dos ensaios com as três técnicas de reforço foi realizado também através da envolvente forças vs. deslocamentos.

Analisando os resultados constata-se também que a utilização de qualquer dos reforços sísmicos considerados provoca uma melhoria significativa do comportamento fora-do-plano das paredes de alvenaria (força e deslocamento máximo).

### 4.3 ENSAIO, NO PLANO, DE UMA PAREDE DE ALVENARIA TRADICIONAL

Este ensaio foi realizado no laboratório da FEUP com uma parede de alvenaria de pedra retirada com especial cuidado de uma casa da ilha do Faial e transportada até à cidade do Porto. A parede possuía cerca de 1.47 m de comprimento, 1.20 m de largura e 0.70 m de espessura. No topo superior da parede foi executada uma viga de betão para distribuir de forma eficiente as cargas verticais e horizontais aplicadas durante os ensaios. Além disso, foi executada uma fundação especial em betão armado, parcialmente preenchida com areia, onde a parede foi assente, Figura 4.7.



Figura 4.7 – Pormenores da parede ensaiada: a) fundação executada para a parede; e b) parede no local de ensaio [7]

A carga vertical de 35 kN foi aplicada através de dois atuadores hidráulicos para simular o peso próprio e o peso do piso e da cobertura. Contudo, os atuadores não dispunham de um sistema de força-controlada pelo que durante o ensaio foi verificada a variação da compressão vertical induzida na parede. As cargas horizontais foram aplicadas através de um atuador de deslocamento controlado ligado à viga de betão. Foram instalados vários LVDT para controlar e registar a resposta da parede, Figura 4.8. No entanto, não conseguiram medir o deslocamento segundo as diagonais devido a problemas de instrumentação.

O comportamento global da parede foi controlado por corte devido à fraca resistência da argamassa das juntas. A parede demonstrou possuir também uma quantidade significativa de dissipação de energia entre cada nível de deslocamento imposto. O padrão de fissuração foi regido pelo arranjo das pedras uma vez que as fissuras se situavam em torno destas devido à má ligação entre elas e a argamassa, Figura 4.9.

O comportamento local foi baseado na abertura e fecho das juntas e dos deslocamentos laterais ao longo da altura da parede. Apesar de demonstrar alguma coesão inicial, ao longo do ensaio foi perdendo essa coesão principalmente nas camas horizontais, conduzindo a uma resposta de corte caracterizada pelo deslizamento relativo entre a parte superior e a zona central da parede

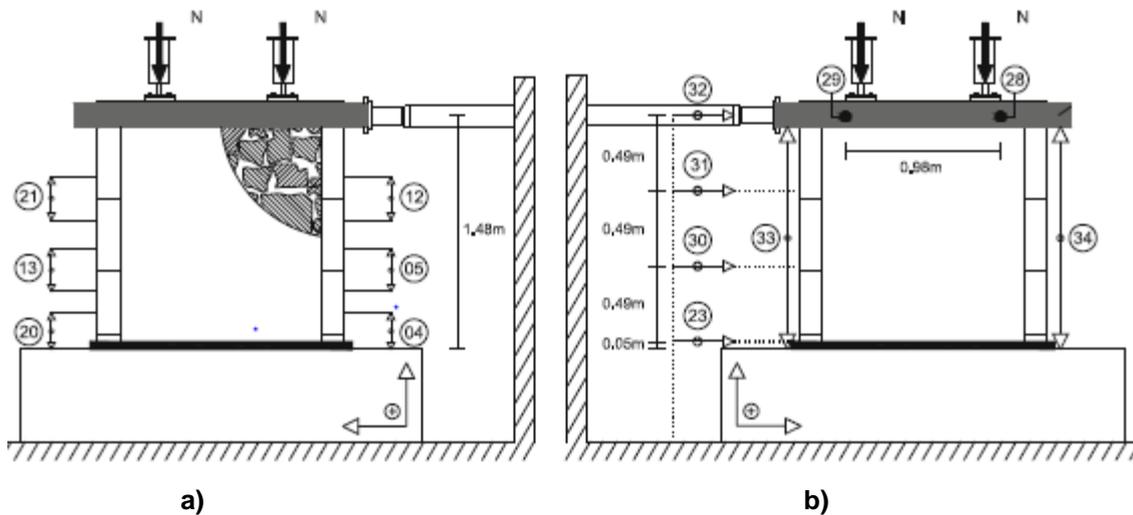


Figura 4.8 - Posição dos LVDT: a) alçado principal e b) tardoz [7].

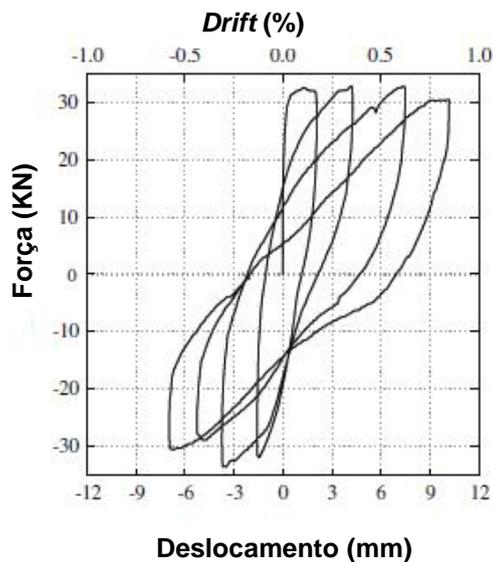


Figura 4.9 – Resultados obtidos força vs. deslocamentos e aspeto da fissuração [7].

Também foi feita a simulação numérica do teste experimental com o objetivo de calibrar uma estratégia de modelação a ser utilizada noutros estudos envolvendo respostas cíclicas da alvenaria tradicional. Posteriormente, a parede foi reforçada com a técnica do reboco armado. Embora esta técnica tenha sido preconizada numa situação pós-sismo, em que era necessário definir de imediato algumas medidas de intervenção, constata-se, no entanto, que tem sido utilizada até à data como uma solução de reforço nas intervenções efetuadas em edifícios existentes nas restantes ilhas do Arquipélago dos Açores. Esta técnica foi aplicada em Itália e é recomendada pelo código Italiano, mas a pormenorização é muito importante para garantir a

resistência e a ductilidade da resistência sísmica [79]. Nos ensaios para avaliação desta técnica de reforço foram mantidos constantes os três níveis de carga vertical utilizados (40, 100 e 160 kN).

Os resultados dos testes permitiram evidenciar o comportamento monolítico da parede, exibindo *rocking* puro e baixa dissipação de energia, Figura 4.10. O deslocamento máximo obtido para cada nível de carga vertical não implicou uma diminuição da força ou maior histerese. Os valores da força em função da carga vertical encontram-se indicados na Tabela 4.3 A capacidade de dissipação de energia é reduzida quando comparada com a insuficiência de corte devida à modificação do mecanismo de *rocking*. Este problema pode ser melhorado introduzindo uma ligação/conexão adequada ao nível da fundação, o que permitirá reduzir o movimento de *rocking* e aumentar a capacidade de dissipação de energia. Os ensaios permitiram verificar ainda que esta técnica de reforço evita a desagregação dos componentes da alvenaria e a separação do respectivo reboco.

Tabela 4.3 – Força máxima em paredes de alvenaria em função da carga vertical aplicada [7].

Carga vertical (kN)	Força máxima (kN)
40	42
100	75
160	112

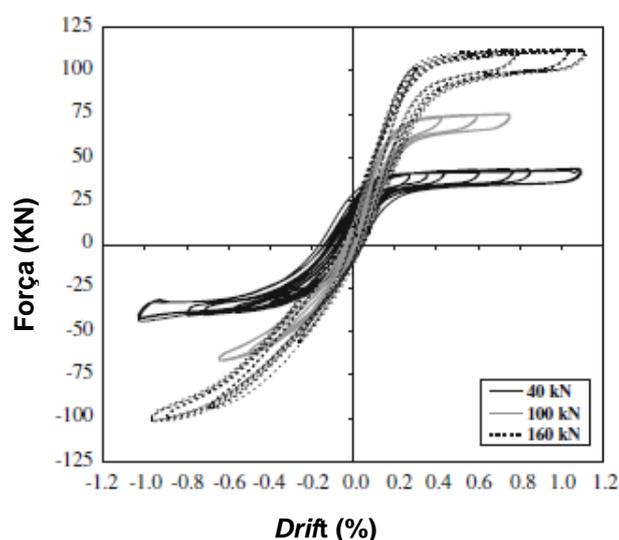


Figura 4.10 – Ciclos de histerese do ensaio da parede reforçada [7].

Quanto à eficiência do reforço, na Figura 4.11 é apresentada a comparação entre a parede original e a parede reforçada, tendo em conta o mesmo nível de carga vertical, verificando-se uma alteração na capacidade de dissipação de energia, no *drift* máximo atingido (1.15% na parede

reforçada contra 0.85% na parede original) e na integridade da parede. Não foi encontrado nenhum dano, exceto na ligação à fundação.

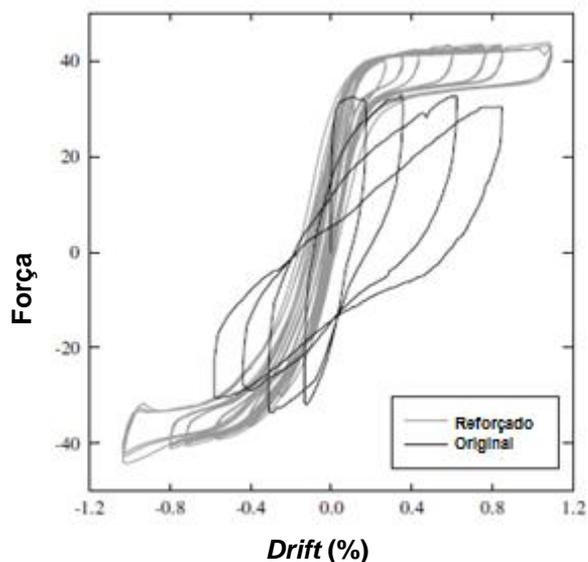


Figura 4.11 – Comparação entre os resultados do ensaio das paredes original e reforçada [7].

#### 4.4 ENSAIO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NO LREC

Os dois últimos grandes sismos ocorridos no Arquipélago dos Açores (1980 e 1998), demonstraram a grande vulnerabilidade dos edifícios de alvenaria de pedra tradicional em face dum sismo de intensidade elevada e, aquando da reconstrução do parque habitacional das ilhas afetadas, foram realizados estudos e implementadas técnicas de reabilitação e de reforço dos edifícios [63] e [80] que necessitam de comprovação experimental de modo a adquirir-se mais conhecimentos que possam ser aplicados a futuros edifícios a reforçar, no sentido de lhes melhorar, de forma significativa, a sua resistência sísmica e, assim, poderem enfrentar novos sismos de intensidade elevada, com adequados e desejados níveis de segurança, garantindo a segurança de pessoas e bens.

Tendo em conta o exposto, o projeto EDALP foi desenhado e desenvolvido de modo a contemplar os seguintes três grandes objetivos:

- 1) Avaliar o comportamento sísmico de edifícios pertencentes ao património construído açoriano que possuem estruturas de alvenaria de pedra tradicional, onde não foram realizadas intervenções de melhoramento de resistência sísmica;
- 2) Avaliar o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria de pedra tradicional intervencionados com tecnologias recentes de reforço sísmico;
- 3) Elaborar e propor um manual de procedimentos técnicos tendo em vista a concretização dos seguintes itens:

- a) Avaliação da resistência sísmica de edifícios de alvenaria de pedra tradicional existentes e sem reforço sísmico;
- b) Reabilitação e reforço sísmico de edifícios de alvenaria de pedra tradicional.

#### 4.4.1 Modelos de ensaio

A partir de um edifício protótipo selecionado foram projetados e construídos cinco modelos experimentais (**ME**) representativos de paredes de alvenaria de pedra tradicional. As principais características destes modelos são as seguintes:

- Paredes **ME.0** - Sem revestimento;
- Paredes **ME.1** – Com revestimento de argamassa bastarda de cal com cimento e areia, ao traço 1:1:6, em massa;
- Paredes **ME.2** – Com revestimento de argamassa de cimento e areia, ao traço 1:3, em massa;
- Paredes **ME.3** – Com revestimento de argamassa de cimento e areia ao traço 1:3, reforçada com rede de galinheiro de malha hexagonal;
- Paredes **ME.4** – Não requer a construção de paredes de alvenaria, mas a reutilização das paredes tipo ME.1 após ensaio. É necessário proceder ao refechamento das fissuras das paredes com argamassa de cimento, colocar conetores metálicos entre panos e aplicar novo revestimento em argamassa de cimento e areia, com malha metálica de reforço;
- Paredes **ME.5** – Colocação de conetores metálicos entre panos e de novo revestimento de argamassa de cimento e areia ao traço 1:3, em massa, com malha metálica de reforço. Optou-se pela utilização de uma malha metálica electro-soldada Ref<sup>a</sup> AQ48.

#### 4.4.2 Planeamento dos trabalhos

Na Figura 4.12 apresenta-se um fluxograma com as principais macro-tarefas do projeto, os seus objetivos e a contribuição dos seus resultados para o cumprimento dos objetivos principais do projeto.

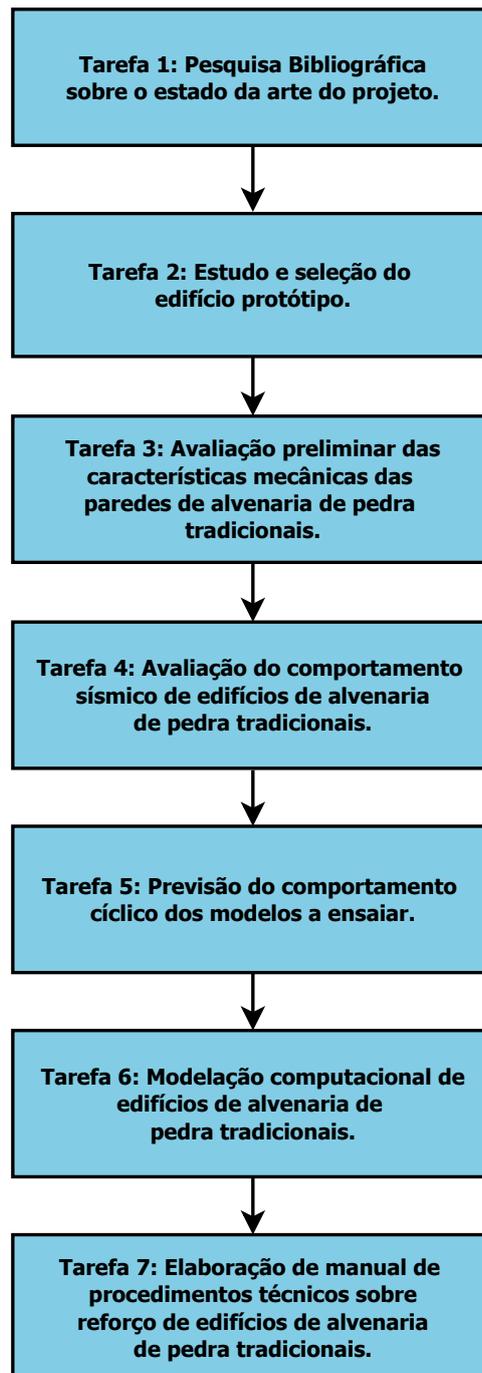


Figura 4.12 – Organização do projeto EDALP em macro-tarefas [81].

#### 4.4.3 Seleção do edifício protótipo

Com base na informação recolhida selecionou-se um edifício protótipo, representativo da generalidade da construção de alvenaria de pedra tradicional açoriana, com as seguintes características:

- Paredes em alvenaria de pedra escolhida de dois panos, sem travamento e com cerca de 60 cm de espessura, com reboco em ambas as faces e a pedra assente sobre uma argamassa fraca;
- Paredes divisórias de tabique;
- Pavimentos em madeira, orientados perpendicularmente às fachadas e com a respetiva estrutura de suporte a apoiar nos frechais;
- Cobertura de madeira, com a estrutura de suporte assente diretamente sobre a alvenaria;
- Edifício geminado, com partilha das paredes de empena com os edifícios adjacentes;
- Edifício com dois pisos e descontinuidade em algumas paredes-mestras interiores na passagem do rés-do-chão para o 1º Piso.

O edifício que foi selecionado como protótipo no âmbito do projeto EDALP situa-se na Rua Margarida Chaves, em Ponta Delgada, possui três pisos e aproveitamento do sótão/falsa, Figura 4.13.



Figura 4.13 – Alçado principal do edifício protótipo e dos edifícios contíguos [81].

#### **4.4.4 Ensaios de resistência à compressão da pedra basáltica.**

##### **4.4.4.1 Condições de ensaio**

Os ensaios de caracterização do material constituinte das unidades de alvenaria foram realizados com recurso a amostras aleatórias retiradas das pedras dos provetes de alvenaria e realizados de acordo com as recomendações da norma NP EN 1926:2008 [82], com exceção do número de

amostras, já que se optou por utilizar 6 em vez das 10 estabelecidas. As amostras foram cortadas em provetes de  $50\pm 5$  mm de aresta, uma vez que a dimensão dos vazios da pedra era inferior a 5 mm. As amostras de pedra foram sujeitas às seguintes operações, até ao ensaio: 1) corte; 2) retificação de topos; 3) secagem em estufa a  $70\pm 5^\circ\text{C}$ , até massa constante; 4) armazenamento à temperatura de  $20\pm 5^\circ\text{C}$ , até 24 horas após atingirem o equilíbrio térmico; 5) medição de dimensões das bases de acordo com as recomendações da norma; e 5) realização de ensaios de compressão com uma taxa de aplicação de carga de  $1 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ .

#### 4.4.4.2 Resultados

A resistência à compressão foi determinada através da expressão:

$$f_i = \frac{F_{i,\max}}{A_i} \quad \text{Eq. 5}$$

em que:  $f_i$  corresponde à resistência à compressão da pedra,  $F_{i,\max}$  à força máxima resistida pelo provete, e  $A_i$  à área do provete. Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados dos ensaios individuais e médios das amostras de pedra. Verifica-se uma grande variação nos valores de resistência entre as várias amostras, bem demonstrado através do elevado coeficiente de variação (C.O.V.), que estabelece a relação entre o desvio padrão e o valor médio dos resultados. Este valor pode ser devido a diferentes proveniências das pedras (e.g., diferentes frentes de pedreira e/ou zonas de extração). Na Figura 4.14 apresenta-se a relação linear entre o peso volúmico das amostras e a sua resistência à compressão.

Tabela 4.4 – Resultados de ensaios de compressão a amostras de pedra [81].

Proвете	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{avg}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\sigma}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	C.O.V. [%]
P1	17.9	9.3	18.9	10.6	56%
P2	-	16.1			
P3	22.9	39.6			
P4	19.8	24.5			
P5	17.2	9.4			
P6	18.7	14.3			

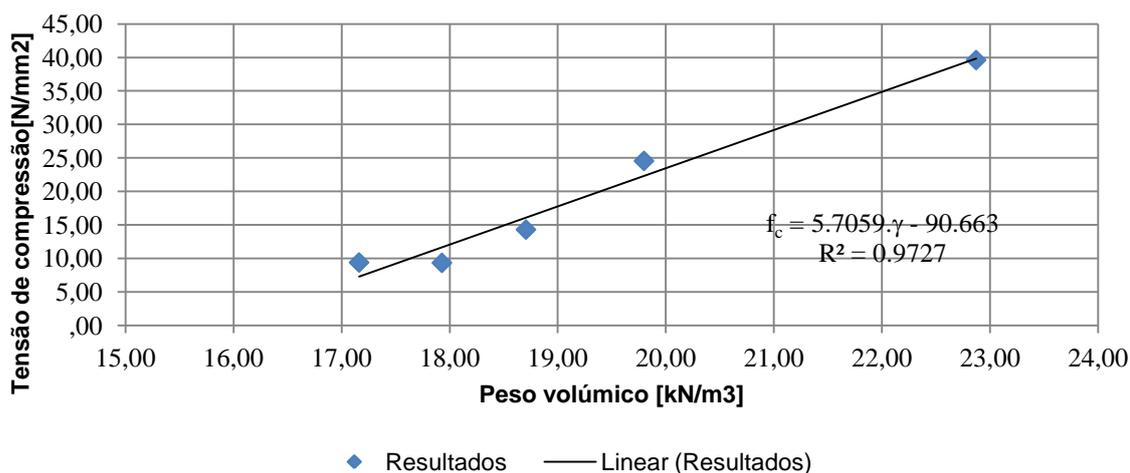


Figura 4.14 - Relação entre o peso volúmico e tensão de compressão [81].

#### 4.4.5 Ensaios da argamassa à compressão e flexão

##### 4.4.5.1 Tipo de composições e provetes

Para efeitos de ensaio foram utilizados três tipos de composições de argamassa, cujas designações, campo de utilização e respetivos traços, definidos em peso, são os seguintes:

- **Arg.CalCim** – argamassa bastarda de assentamento em cal, cimento e areia ao traço 1:1:8, respetivamente, que foi utilizada nas camas de assentamento das unidades de alvenaria das paredes;
- **Rev.CalCim** – argamassa bastarda de revestimento em cal, cimento e areia ao traço 1:1:6, respetivamente, que foi utilizada no revestimento dos provetes tipo ME.1, como representativa das argamassas antigas utilizadas;
- **Rev.Cim** – argamassa de revestimento em cimento e areia ao traço 1:3, respetivamente, que foi utilizada no revestimento dos provetes tipo ME.2 a ME.5, como representação da correntemente utilizada nas operações de reparação e reforço de alvenaria de pedra.

As amostras eram constituídas por 3 provetes de 40x40x160 mm<sup>3</sup> de cada tipo de argamassa e ficaram durante 3 dias na estufa a 20±2°C e 95% de humidade relativa.

##### 4.4.5.2 Resultados

Na Tabela 4.5 apresenta-se os valores médios da resistência à flexão, à compressão e ainda o módulo de elasticidade dos três tipos de argamassas ensaiadas.

Tabela 4.5 – Resistência à flexão, à compressão e módulo de elasticidade das argamassas [81].

Tipo de argamassa	$f_{f,av}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,av}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{av}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
ArgCalCim	0.7	2.7	1500
RevCalCim	0.7	3.1	1600
RevCim	2.5	14.8	9700

#### 4.4.6 Ensaio de paredes de alvenaria de pedra à compressão

##### 4.4.6.1 Construção e cura dos provetes de paredes

Foram construídos 3 provetes de cada um dos tipos de paredes a ensaiar e todos com as mesmas dimensões: 0.50 m de espessura, 0.75 m de largura e 1.75 m de altura. Contudo, ainda numa fase experimental, constatou-se que o ensaio à compressão dos provetes **ME.0** provocava elevados danos e inviabilizava a realização da sua reparação e reforço, correspondente à implementação da solução **ME.4**. Assim, optou-se por eliminar esta solução. O processo construtivo dos provetes foi o seguinte:

- 1) Marcação da posição das paredes nas bases de betão armado;
- 2) Aplicação de camada de regularização para assentamento da primeira fiada de alvenaria;
- 3) Construção das paredes, com cada fiada assente em cama de argamassa, que também servia para solidarizar o interior das paredes;
- 4) Aplicação de salpisco, precedida de humedecimento da alvenaria;
- 5) Aplicação de camada de reboco com a composição definida para cada categoria de provetes;
- 6) Furação da parede em toda a sua espessura, seguida de injeção com resina epoxídica e colocação de conetores metálicos;
- 7) Colocação de malha metálica de reforço;
- 8) Aplicação de camada de reboco suplementar;
- 9) Aplicação de camada de regularização para nivelamento do topo das paredes;
- 10) Cura de provetes à temperatura ambiente, no interior da unidade laboratorial de engenharia sísmica do LREC.

Relativamente ao processo construtivo destaca-se o seguinte, Figura 4.15:

- A pedra era irregular;
- A fixação dos conetores nos provetes tipo **ME.5** começou por realizar-se com uma argamassa fluída. No entanto, como existia muita fuga do material pelas juntas, optou-se por aplicar apenas uma resina epoxídica injetável;

- A espessura do reboco nos provetes **ME.5** foi superior à inicialmente prevista para todos os provetes (30 mm) por forma a promover um recobrimento adequado dos varões metálicos;
- O tempo de cura dos provetes foi de cerca de um mês, a qual foi realizada às condições de humidade e temperatura no interior da unidade laboratorial de engenharia sísmica do LREC.



Figura 4.15 – Diversas fases da construção dos provetes [81].

#### 4.4.6.2 Colocação dos provetes na máquina de ensaio

Os ensaios de compressão foram realizados com recurso à prensa biaxial Walter+Bai G, que tem uma capacidade de aplicação de carga de 1500 kN na direção vertical.

Devido a restrições de espaço e manobra do equipamento existente no laboratório foi necessário proceder à colocação dos provetes na prensa em duas etapas: 1) transporte de provetes para a base da prensa, com recurso à ponte rolante existente no laboratório, Figura 4.16; e 2) ajuste da posição dos provetes à vertical do eixo de aplicação de carga da prensa, com recurso ao empilhador existente no laboratório, Figura 4.17.



Figura 4.16 – Transporte de paredes de alvenaria do local de construção para o equipamento de ensaio, com recurso a uma ponte rolante [81].



Figura 4.17 – Ajuste da posição dos provetes com o eixo de aplicação da carga do equipamento de ensaio, com recurso a um empilhador [81].

#### **4.4.6.3 Aplicação de carga**

A aplicação da carga foi definida de acordo com o especificado no ponto 8.2 da norma NP EN 1052-1:2002 [83] para o caso de ensaios de determinação de módulo de elasticidade e resistência

à compressão para a rotura ocorrer entre 15 e 30 minutos após o início da aplicação da carga. O esquema de aplicação de carga incluiu dois ciclos de incremento - manutenção – decréto de carga, após os quais se seguia o incremento até à rotura, conforme se encontra ilustrado na Figura 4.18. A velocidade de incremento-decréto de carga foi de 2.5 kN/s e o controlo do ensaio realizado por intermédio dos valores de força registados.

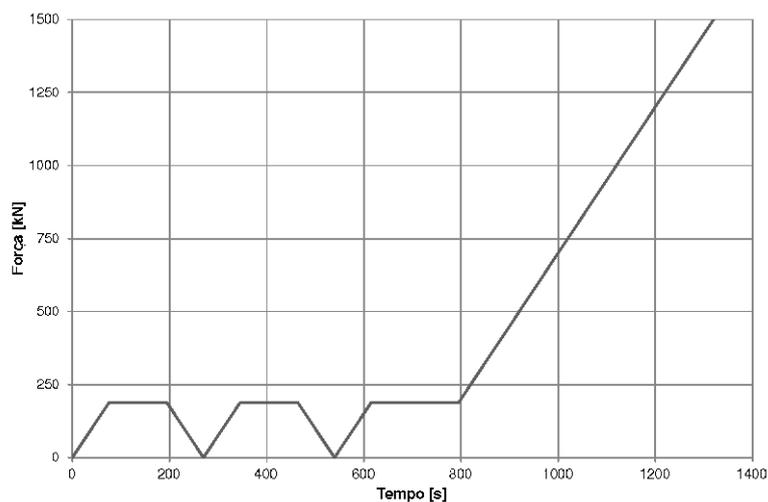


Figura 4.18 – Esquema de aplicação de carga [81].

#### 4.4.6.4 Instrumentação dos provetes

Para efeitos de obtenção dos dados relativos aos deslocamentos, foram fixados aos provetes vários transdutores de deslocamentos LVDT com posições compatíveis com o especificado na norma de ensaio [83]. Esses transdutores eram retirados durante o último patamar de manutenção de carga de modo a evitar danos devido à queda de blocos de pedra dos provetes, Figura 4.19. As posições do equipamento de medição nos provetes estão apresentadas na Figura 4.20.



Figura 4.19 – Posicionamento de transdutores de deslocamento num provete [81].

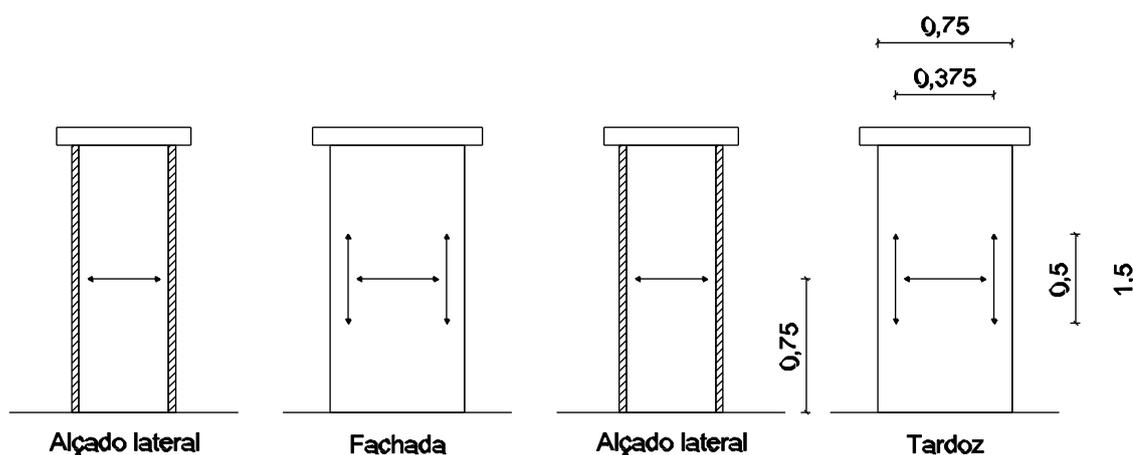


Figura 4.20 – Esquema do posicionamento dos transdutores de deslocamento [81].

#### 4.4.6.5 Resultados

O comportamento à compressão dos provetes de alvenaria de cada categoria é representado em termos de relação força-deslocamento medida no atuador.

O comportamento do provete **ME.0.Cp.A1** foi utilizado para calibrar o procedimento de aplicação de carga dos restantes provetes, tendo-se constatado que o seu comportamento divergia dos restantes do mesmo tipo, dado que foi ensaiado com base num procedimento de aplicação de carga com velocidade de aplicação muito inferior à dos restantes. A sua resistência foi considerada para efeito de cálculo de resistência, ao invés da sua rigidez que não foi considerada na determinação do módulo de elasticidade dos provetes.

Este tipo de provetes (**ME.0**) caracteriza-se por elevada deformabilidade e rotura frágil, associada à instabilização de um ou dos dois panos de alvenaria, Figura 4.21. Desde níveis de carga muito baixos, ouviam-se ligeiros ruídos correspondentes a esmagamentos localizados de pedras e/ou da argamassa das camas. Desde cedo se observou a tendência de abertura dos provetes para se deformarem tanto no plano da parede como no plano perpendicular (fora-do-plano). A rotura resultou da instabilização dos panos de alvenaria, pelo que a curva descendente dos diagramas é praticamente inexistente, Figura 4.22.



Figura 4.21 – Comportamento dum provete tipo **ME.0** antes do colapso [81].

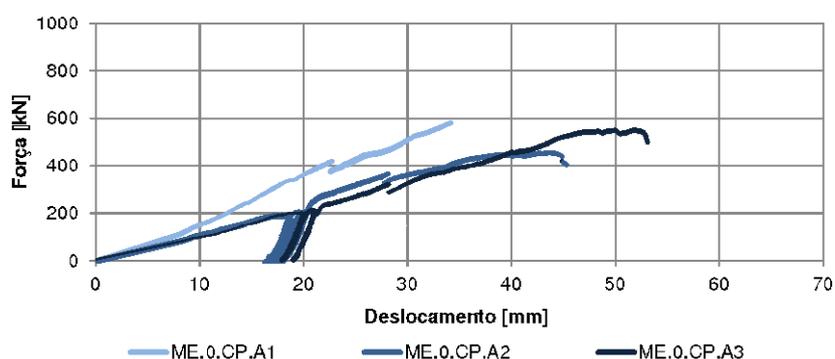


Figura 4.22 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo **ME.0** [81].

Os provetes **ME.1.Cp**, com revestimento de argamassa bastarda de cal, cimento e areia, apresentaram um comportamento caracterizado por um primeiro pico de resistência, correspondente à fissuração e destacamento do revestimento, Figura 4.23, seguido por um segundo troço, de resistência superior e rigidez mais baixa, em que esta era mobilizada pela própria alvenaria, razão pela qual os valores de resistência máxima são semelhantes aos identificados para os provetes sem revestimento (**ME.0**). Neste caso, e ao contrário dos provetes ME.0, não se ouviram ruídos de esmagamento antes da fissuração do reboco. Através das medições de deslocamentos horizontais, detetou-se também a tendência de abertura do provete na direção perpendicular ao plano de aplicação da carga, mas não se observou tendência de abertura na direção paralela. A rotura foi do tipo frágil, resultante, tal como na categoria de provetes sem revestimento, da instabilização dos panos de alvenaria, Figura 4.24.



Figura 4.23 – Comportamento dum provete tipo **ME.1**. antes do colapso [81].

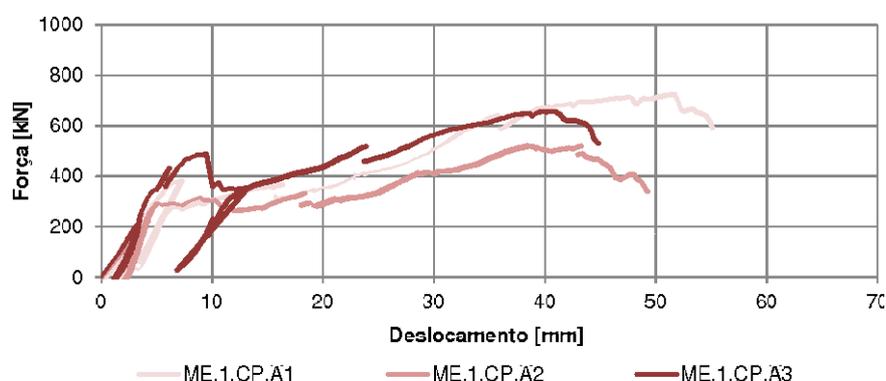


Figura 4.24 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo **ME.1** [81].

Os provetes **ME.2**, com revestimento de argamassa de cimento, apresentaram um comportamento caracterizado por um primeiro pico de resistência, correspondente ao limite de resistência do reboco de cimento, a partir do qual a resistência passa a ser mobilizada pela parede de alvenaria. Tal como nos provetes **ME.1**, não se ouviram ruídos de esmagamentos localizados antes da rotura do reboco. A rotura também foi do tipo frágil, Figura 4.25, associada à instabilização da totalidade ou parte de um dos paramentos e com valores de deslocamentos próximos dos obtidos para os provetes não reforçados (**ME.0**). Um dos provetes, o **ME.2.Cp.A2**, sofreu uma rotura precoce, associada a uma aplicação de carga ligeiramente excêntrica, pelo que os seus resultados não foram contabilizados para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, Figura 4.26.



Figura 4.25 – Comportamento dum provete tipo **ME.2** antes do colapso [81].

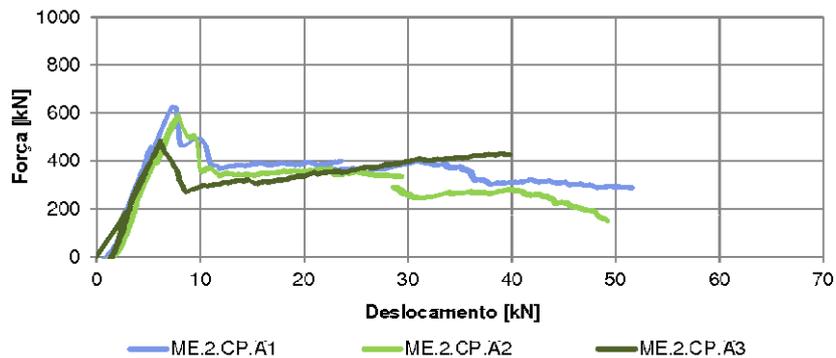


Figura 4.26 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo **ME.2** [81].

Os provetes **ME.3**, com argamassa de cimento e areia reforçada com rede de galinheiro, apresentaram comportamento semelhante ao dos provetes **ME.2**, embora se tenha verificado que, após o primeiro pico de resistência, existia ainda um acréscimo de resistência devido ao confinamento da alvenaria introduzido pelo reboco. Ao invés do reboco dos provetes **ME.2**, o revestimento que se desprendia da alvenaria continuava ligado, através da rede de galinheiro, ao reboco ainda aderente ao provete, Figura 4.27. O colapso ocorreu quando da queda do reboco como um todo e da instabilização dos panos de alvenaria, Figura 4.28.



Figura 4.27 – Comportamento dum provete tipo **ME.3** antes do colapso [81].

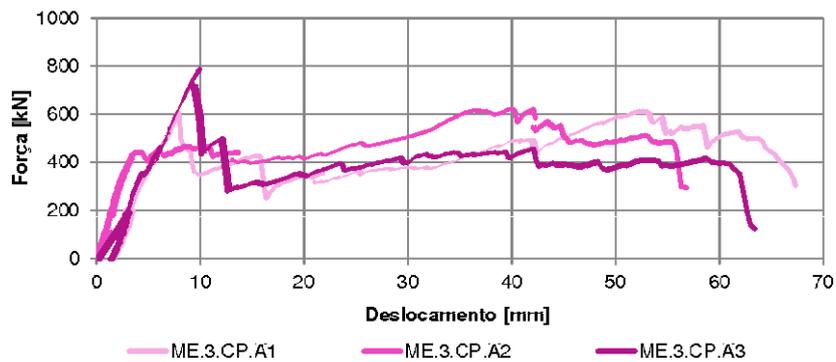


Figura 4.28 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo **ME.3** [81].

Os provetes **ME.5**, com malha metálica de reforço e conetores metálicos entre panos, apresentaram um comportamento caracterizado por um primeiro pico de resistência, correspondente ao desprendimento e rotura de parte do reboco, seguido de uma perda significativa de resistência e novo incremento, resultante do confinamento proporcionado pelas lâminas de reboco, que estavam ligadas por intermédio de conetores metálicos, Figura 4.29.

A rotura foi do tipo dúctil, embora se tenha revelado frágil nos casos em que o varão longitudinal da malha metálica estava muito próximo da ponta do gancho, Figura 4.30. Esta situação ocorreu com os provetes **ME.5.Cp.A1** e **ME.5.Cp.A3**, em que devido a uma amarração deficiente se obtiveram roturas frágeis. Para se obter um comportamento dúctil na rotura, o varão longitudinal da malha deverá ser amarrado na zona da curva do gancho do conetor metálico.



Figura 4.29 – Comportamento dum provete tipo **ME.5** antes do colapso [81].

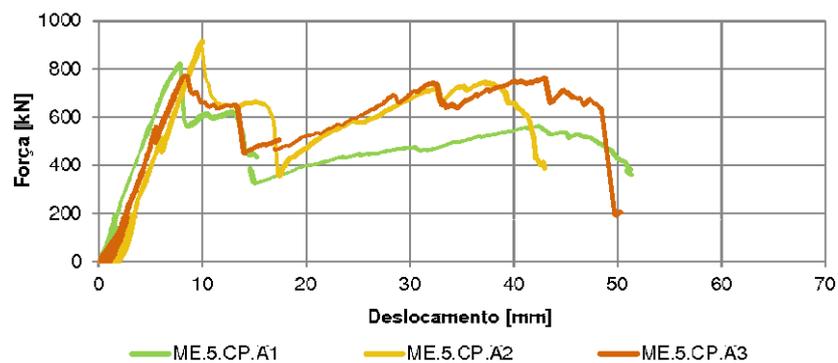


Figura 4.30 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes do tipo **ME.5** [81].

#### 4.4.6.6 Resistência à compressão

A resistência à compressão de cada um dos provetes foi determinada através da expressão seguinte:

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i} \quad \text{Eq. 6}$$

em que:  $f_i$  corresponde à tensão resistente à compressão do provete,  $F_{i,max}$  à força máxima aplicada pelo atuador, e  $A_i$  à área do provete em planta. Na Tabela 4.6 apresentam-se os valores de resistência máxima dos diversos tipos de provetes, assim como o seu valor médio e o coeficiente de variação.

Verifica-se que a variação de resistência dos provetes (C.O.V. = Desvio padrão / resistência média) tem alguma expressão na maior parte das categorias de provetes, se comparada com a de outros materiais. É, no entanto, um valor justificável se se tiver em conta a variabilidade dos fatores que contribuem para a resistência das paredes (e.g., geometria dos elementos de alvenaria, distribuição da argamassa de assentamento, etc.).

Tabela 4.6 – Resistência à compressão de provetes de alvenaria [81].

<b>Categoria</b>	<b>F<sub>max</sub> [kN]</b>	<b>Desvio Padrão de F<sub>max</sub> [kN]</b>	<b>C.O.V. [%]</b>
<b>ME.0.Cp</b>	556.1	61.6	12.3%
<b>ME.1.Cp</b>	695.8	104.7	17.3%
<b>ME.2.Cp</b>	586.6	27.9	4.9%
<b>ME.3.Cp</b>	721.7	70.0	10.9%
<b>ME.5.Cp</b>	893.4	73.0	9.0%

A resistência média à compressão corresponde à média das resistências à compressão individuais dos provetes de cada categoria e foi determinada através da expressão seguinte:

$$f_m = \frac{\sum f_i}{n} \quad \text{Eq. 7}$$

em que:  $n$ , corresponde ao número de provetes ensaiados, por categoria.

A resistência característica à compressão corresponde à resistência considerada para efeitos de projeto e foi calculada, de acordo com a norma NP EN 1052-1:2002 [83], através da expressão seguinte:

$$f_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_m/1.2 \\ f_{i,min} \end{array} \right. \quad \text{Eq. 8}$$

em que:  $f_k$  corresponde à resistência característica de provetes de alvenaria de uma determinada categoria, e  $f_{i,min}$  à resistência mínima do provete ensaiado de uma determinada categoria. Na Figura 4.31 apresenta-se a resistência média e característica dos provetes de alvenaria, calculadas com base nos valores da Tabela 4.6.

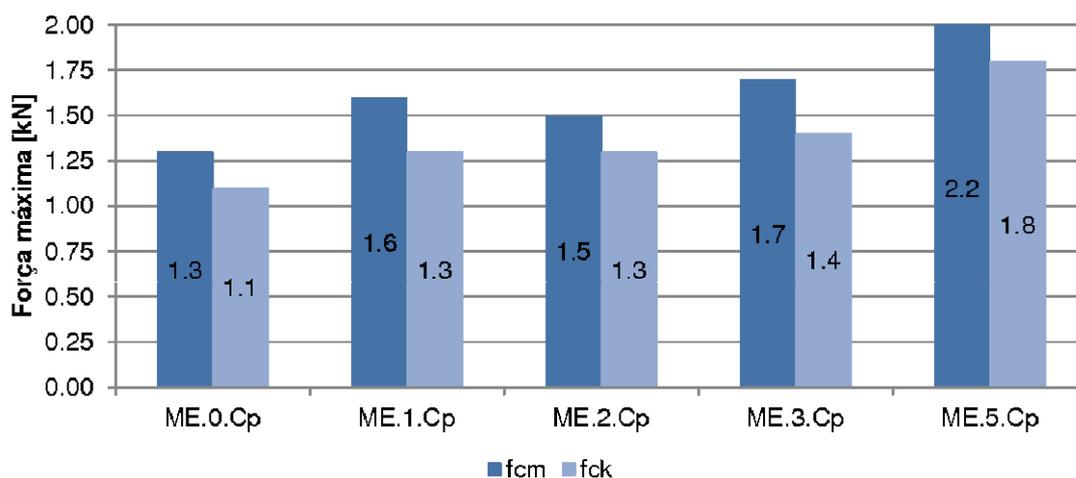


Figura 4.31 – Resistência média e característica à compressão dos provetes de alvenaria [81].

#### 4.4.6.7 Análise dos resultados

Na Figura 4.32 encontra-se representado um modelo analítico simplificado que foi adotado para determinar o efeito que as lâminas de reboco têm na rigidez das paredes de alvenaria.

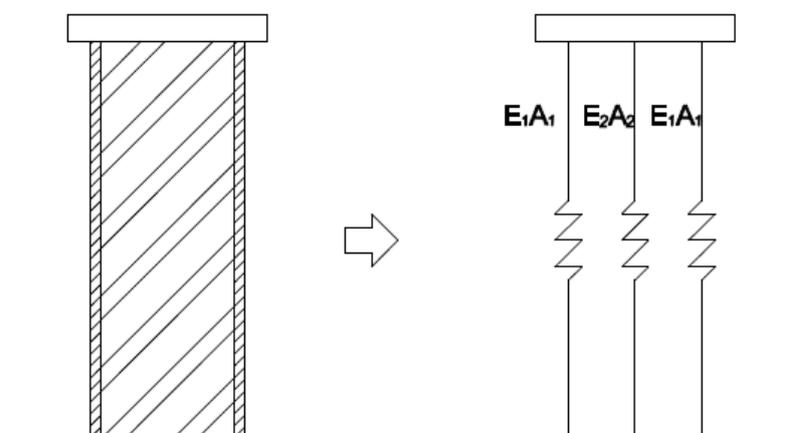


Figura 4.32 – Modelo de representação do comportamento à compressão de paredes de alvenaria [81].

Assumindo que o deslocamento no topo da parede é igual para todos os materiais, a força resistente da parede de alvenaria é determinável, até à rotura do primeiro material, através da seguinte expressão:

$$F_{total} = \sum F_i = \frac{d}{H} \sum E_i \cdot A_i \quad \text{Eq. 9}$$

em que:  $F_{total}$  corresponde à força resistente da parede,  $F_i$  à força em cada um dos materiais,  $d$  ao deslocamento imposto no topo (que é igual para todos os materiais constituintes da alvenaria),  $H$  à altura da parede,  $E_i$  ao módulo de elasticidade do material, e  $A_i$  à área do material em planta.

A tensão de compressão num determinado material é determinável através de uma expressão com a forma da equação anterior, sendo a força máxima substituída pela força no instante em estudo.

Na Figura 4.33 apresentam-se as tensões totais no reboco e na alvenaria e a força total que lhes corresponde, para vários níveis de deslocamento num provete com reboco de cal, cimento e areia (**ME.1**), de acordo com o modelo analítico adotado, até à tensão média resistente do reboco.

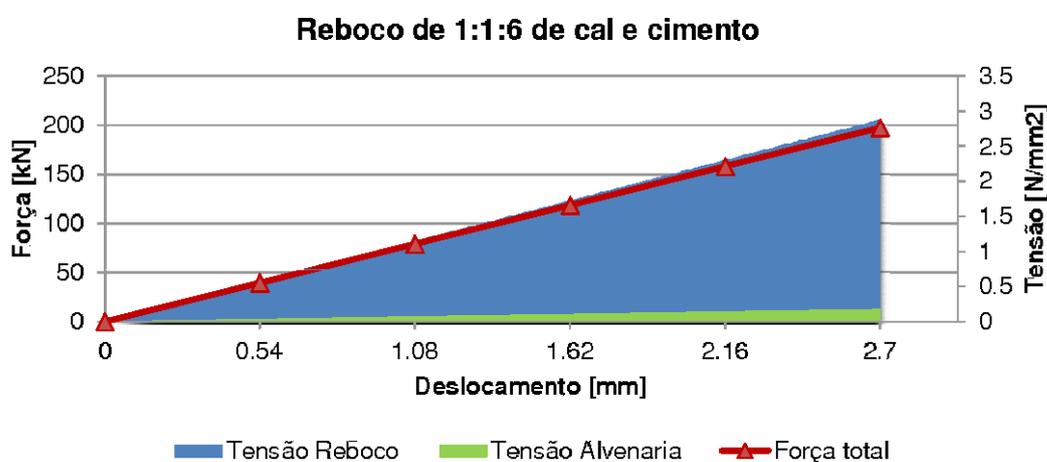


Figura 4.33 – Provetes com reboco de cal e cimento. Níveis de tensão no reboco e alvenaria e nível de força máximo até ao nível de deslocamento que provoca a rotura do reboco [81].

Na Figura 4.34 apresenta-se os mesmos valores para os provetes com reboco de cimento (**ME.2**). Os módulos de elasticidade adotados para a alvenaria foram de 100 N/mm<sup>2</sup> e para a argamassa dos rebocos de 1600 e 9700 N/mm<sup>2</sup> no de cal e no de cimento, respetivamente. O módulo de elasticidade da alvenaria corresponde ao valor associado a um primeiro ciclo de carga.

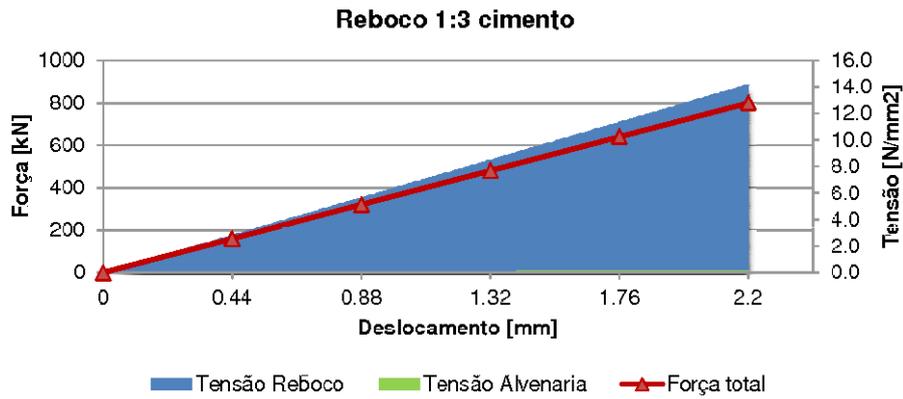


Figura 4.34 – Provetes com reboco de cimento. Níveis de tensão no reboco e alvenaria e nível de força máxima até nível de deslocamento que provoca a rotura do reboco [81].

Verifica-se, em ambos os casos, os baixos níveis de tensão na alvenaria até à rotura da argamassa. A influência da alvenaria na força total resistida pelo provete é tanto mais indiferente quanto maior a diferença entre módulos de elasticidade. Note-se que no caso da alvenaria com reboco de cal e cimento o conhecimento do módulo de elasticidade das paredes de alvenaria tem uma importância maior na validade do modelo do que no caso das paredes rebocadas com argamassa de cimento.

Na Figura 4.35 apresenta-se a comparação entre os resultados do modelo teórico e a resistência de todas as categorias de provetes. Verifica-se uma boa concordância nos casos com reboco de cimento e, tal como referido, um maior erro para a situação rebocada com argamassa bastarda, provavelmente associado ao valor previsto para o módulo de elasticidade da alvenaria (a variação do módulo de elasticidade para 300 N/mm<sup>2</sup> conduziria a um erro de 1 %).

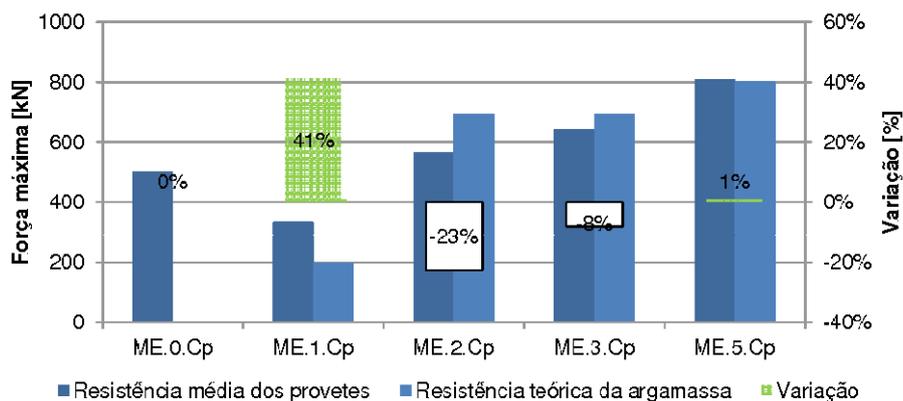


Figura 4.35 – Comparação entre resistência média dos grupos de provetes testados e a resistência à compressão teórica considerando apenas a influência do reboco [81].

#### 4.4.6.8 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade de cada um dos provetes foi determinado através da seguinte expressão:

$$E_i = \frac{F_{i,ref}}{\varepsilon_i \cdot A_i} \quad \text{Eq. 10}$$

em que:  $E_i$  corresponde ao módulo de elasticidade do provete,  $F_{i,ref}$  corresponde ao valor da força do patamar definido de acordo com os resultados do primeiro provete ensaiado (187,5 kN),  $\varepsilon_i$  à deformação média dos transdutores de deslocamento verticais colocados no interior da parede, entre o início e o final de cada patamar de incremento de carga, e  $A_i$  à área em planta do provete. A escolha de um patamar de força comum a todos os provetes foi adotada para existir uma base de comparação constante em todos eles.

#### 4.4.6.9 Módulo de elasticidade médio

Na Figura 4.36 resume-se os resultados dos ensaios de determinação dos módulos de elasticidade médios, determinados com base nos registos de deslocamentos medidos no interior da parede, entre o início da fase de incremento de carga e o início da fase de manutenção de carga, de cada um dos ciclos de carga representados na Figura 4.18. As barras de erro representam os valores mínimos e máximos de cada patamar e categoria de provete. Na Figura 4.37 apresenta-se, por sua vez, a relação entre os módulos de elasticidade médios de cada uma das categorias de provetes e o dos provetes não reforçados.

A leitura das figuras conduz às seguintes observações:

- O módulo de elasticidade dos provetes aumenta gradualmente com: 1) a aplicação de reboco nas paredes; e 2) com a introdução de malha metálica nas paredes, embora não pareça existir diferença entre os provetes não confinados (**ME.3**) e os confinados (**ME.5**);
- As paredes de referência (**ME.0**) têm elevada deformabilidade no primeiro patamar de carga. Esta tendência, embora ainda evidente, diminui substancialmente entre o segundo e terceiro patamar, Figura 4.37.

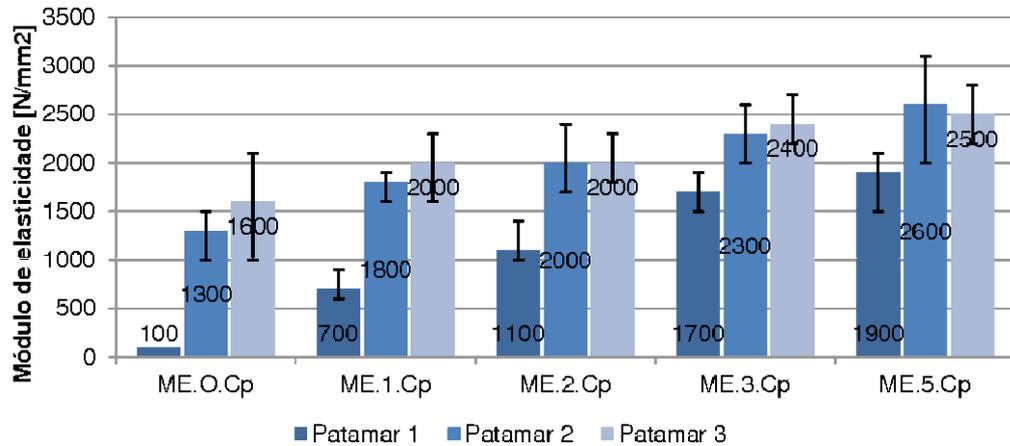


Figura 4.36 – Módulo de elasticidade médio de cada categoria de provetes, com base nas medições iniciais de cada patamar de manutenção de carga [81].

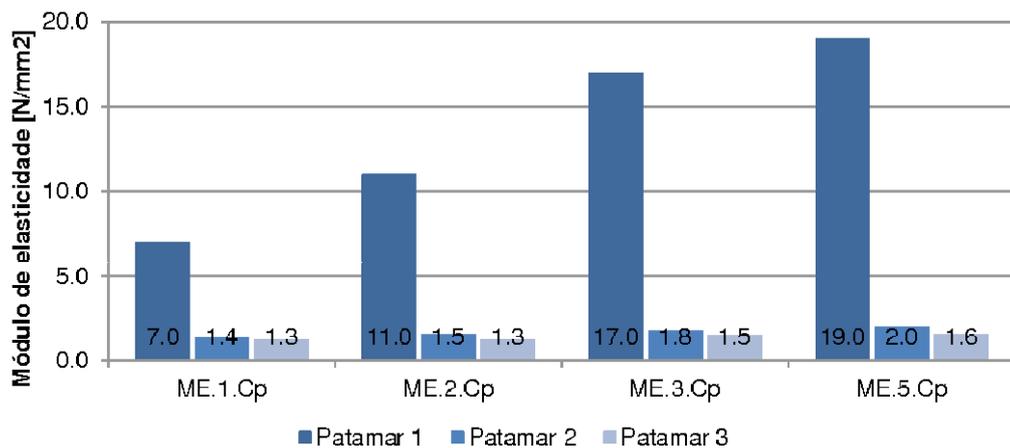


Figura 4.37 – Relação entre o módulo de elasticidade médio de cada tipo de provetes e o módulo dos provetes de referência (**ME.O.Cp**), em cada um dos patamares de carga [81].

Das observações anteriores considera-se relevante tentar perceber se o incremento de rigidez nas paredes com reboco simples e com reboco armado se deve apenas à introdução das camadas de reboco adicionais ou se existe algum efeito adicional resultante da interação entre os dois materiais (e.g., confinamento).

A Figura 4.32 representa o modelo analítico simplificado que foi adotado para determinar o efeito que as lâminas de reboco têm na rigidez das paredes de alvenaria. A validade do modelo proposto permite inferir se a adição das lâminas de reboco são, ou não, o principal fator com influência no incremento de rigidez.

A expressão Eq. 11, deduzida a partir do modelo, permite determinar o módulo de elasticidade médio teórico do provete, a partir dos módulos de elasticidade dos materiais constituintes.

$$E_{med} = \frac{\sum E_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Eq. 12

A Figura 4.38 apresenta a comparação entre o módulo de elasticidade médio do terceiro patamar de cada uma das categorias de provetes e a estimativa com base no modelo analítico.

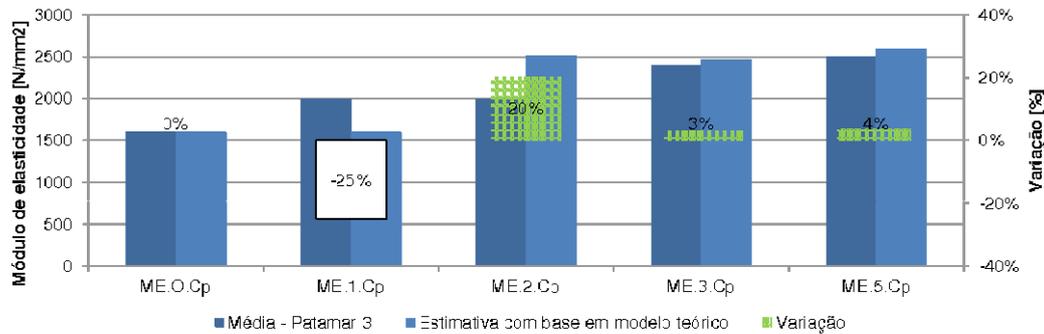


Figura 4.38 – Comparação entre módulo de elasticidade medido no terceiro patamar de aplicação de carga e a estimativa com base no modelo teórico considerado [81].

Considera-se que o nível de erro obtido é reduzido, tendo em conta a variabilidade das características dos materiais ensaiados, pelo que parece razoável concluir que a rigidez das paredes de alvenaria rebocadas consegue ser convenientemente estimada, separadamente, com base na rigidez da alvenaria e da argamassa.

A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência característica à compressão da alvenaria não reforçada, no terceiro ciclo de carga, é de 1450, o que corresponde a um valor ligeiramente superior mas ainda assim compatível com o recomendado no Eurocódigo 6 (relação de 1000) [11]. O módulo de elasticidade para o primeiro ciclo de carga é, no entanto, muito inferior e completamente afastado do recomendado no regulamento.

#### 4.4.7 Ensaio de paredes de alvenaria de pedra sob ação biaxial no plano

Com o projeto EDALP pretende-se avaliar o comportamento da alvenaria tradicional açoriana e as respetivas soluções de reforço mais correntes perante vários tipos de solicitação no plano. Na fase anterior do projeto (4.4.6) foi determinada a resistência à compressão e nesta fase é avaliado o comportamento sob ações biaxiais.

O comportamento sob ações biaxiais no plano varia em função de vários parâmetros, em especial com a carga vertical, com a geometria e as características mecânicas da alvenaria, cuja conjugação conduz a três modos de rotura: corte, flexão ou escorregamento.

Nesta fase do projeto procurou-se determinar o comportamento da alvenaria tradicional, simples e reforçada, segundo dois modos de rotura, flexão e corte, tendo-se definido para o efeito o plano de ensaio apresentado na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Amostragem de paredes a submeter a ensaios biaxiais.

Referência*	Geometria			Tipo de Reforço	Carga vertical [kPa]
	L [mm]	B [mm]	H [mm]		
Bi. G 1 . V 1 . S 0 . A 1	1000	500	1700	Ref.0	10%
Bi. G 1 . V 1 . S 0 . A 2				Ref.0	10%
Bi. G 1 . V 2 . S 0 . A 1				Ref.0	20%
Bi. G 1 . V 2 . S 0 . A 2				Ref.0	20%
Bi. G 1 . V 1 . S 1 . A 1				Ref.1	10%
Bi. G 1 . V 1 . S 1 . A 2				Ref.1	10%
Bi. G 1 . V 2 . S 1 . A 1				Ref.1	20%
Bi. G 1 . V 2 . S 1 . A 2				Ref.1	20%
Bi. G 1 . V 1 . S 2 . A 1				Ref.2	10%
Bi. G 1 . V 1 . S 2 . A 2				Ref.2	10%
Bi. G 1 . V 2 . S 2 . A 1				Ref.2	20%
Bi. G 1 . V 2 . S 2 . A 2				Ref.2	20%
Bi. G 1 . V 1 . S 3 . A 1				Ref.3	10%
Bi. G 1 . V 1 . S 3 . A 2				Ref.3	10%
Bi. G 1 . V 2 . S 3 . A 1				Ref.3	20%
Bi. G 1 . V 2 . S 3 . A 2				Ref.3	20%
Bi. G 1 . V 1 . S 4 . A 1				Ref.4	10%
Bi. G 1 . V 1 . S 4 . A 2				Ref.4	10%
Bi. G 1 . V 2 . S 4 . A 1				Ref.4	20%
Bi. G 1 . V 2 . S 4 . A 2				Ref.4	20%
Bi. G 1 . V 1 . S 5 . A 1	Ref.5	10%			
Bi. G 1 . V 1 . S 5 . A 2	Ref.5	10%			
Bi. G 1 . V 2 . S 5 . A 1	Ref.5	20%			
Bi. G 1 . V 2 . S 5 . A 2	Ref.5	20%			
Bi. G 2 . V 1 . S 0 . A 1	1500	500	1400	Ref.0	10%
Bi. G 2 . V 1 . S 0 . A 2				Ref.0	10%
Bi. G 2 . V 2 . S 0 . A 1				Ref.0	20%
Bi. G 2 . V 2 . S 0 . A 2				Ref.0	20%
Bi. G 2 . V 1 . S 1 . A 1				Ref.1	10%
Bi. G 2 . V 1 . S 1 . A 2				Ref.1	10%
Bi. G 2 . V 2 . S 1 . A 1				Ref.1	20%
Bi. G 2 . V 2 . S 1 . A 2				Ref.1	20%
Bi. G 2 . V 1 . S 2 . A 1				Ref.2	10%
Bi. G 2 . V 1 . S 2 . A 2				Ref.2	10%
Bi. G 2 . V 2 . S 2 . A 1				Ref.2	20%
Bi. G 2 . V 2 . S 2 . A 2				Ref.2	20%

Referência*	Geometria			Tipo de Reforço	Carga vertical [kPa]
	L [mm]	B [mm]	H [mm]		
Bi. G 2 . V 2 . S 2 . A 2				Ref.2	20%
Bi. G 2 . V 1 . S 3 . A 1				Ref.3	10%
Bi. G 2 . V 1 . S 3 . A 2				Ref.3	10%
Bi. G 2 . V 2 . S 3 . A 1				Ref.3	20%
Bi. G 2 . V 2 . S 3 . A 2				Ref.3	20%
Bi. G 2 . V 1 . S 4 . A 1				Ref.4	10%
Bi. G 2 . V 1 . S 4 . A 2				Ref.4	10%
Bi. G 2 . V 2 . S 4 . A 1				Ref.4	20%
Bi. G 2 . V 2 . S 4 . A 2				Ref.4	20%
Bi. G 2 . V 1 . S 5 . A 1				Ref.5	10%
Bi. G 2 . V 1 . S 5 . A 2				Ref.5	10%
Bi. G 2 . V 2 . S 5 . A 1				Ref.5	20%
Bi. G 2 . V 2 . S 5 . A 2				Ref.5	20%

\*G – Geometria; V – Nível de carga vertical; S – solução de reforço; A - Amostra

Até ao momento foram executados os ensaios sobre amostras de geometria 1.00x1.70x0.50 m<sup>3</sup>. Os restantes serão executados numa segunda fase a realizar até ao final do ano de 2012.

#### 4.4.7.1 Construção e cura dos provetes

Os processos construtivos e de cura dos provetes foram semelhantes aos apresentados na alínea a) de 4.4.6.1 para os provetes ensaiados à compressão.

#### 4.4.7.2 Ensaio

Com o ensaio procurou-se sujeitar as paredes a ações biaxiais no plano, com nível de carga vertical constante, e condições de fronteira de acordo com a situação do tipo encastrado-livre no topo. A Figura 4.39 representa o esquema de ensaio utilizado nas paredes de Geometria 1 e 2.

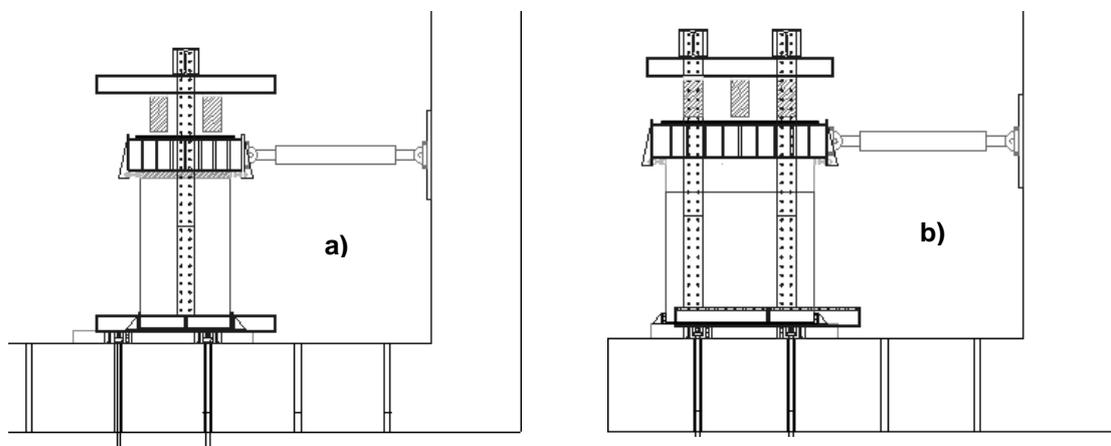


Figura 4.39 - Esquema de ensaio a utilizar nas paredes com: a) geometria 1; e b) geometria 2.



Figura 4.40 - Sistema de ensaio para paredes de Geometria 1.

#### 4.4.7.3 Esquema de aplicação de carga

Na Figura 4.41 apresenta-se o esquema de aplicação de carga nas paredes durante o ensaio biaxial. A força horizontal foi controlada em termos de deslocamento e a vertical em termos de força. Como a força vertical foi controlada manualmente durante o ensaio, verificou-se uma variação de  $\pm 5\text{kN}$  para o nível de carga vertical mais baixo (80 kN) e de  $\pm 10\text{kN}$  para o nível de carga mais alto (260 kN).

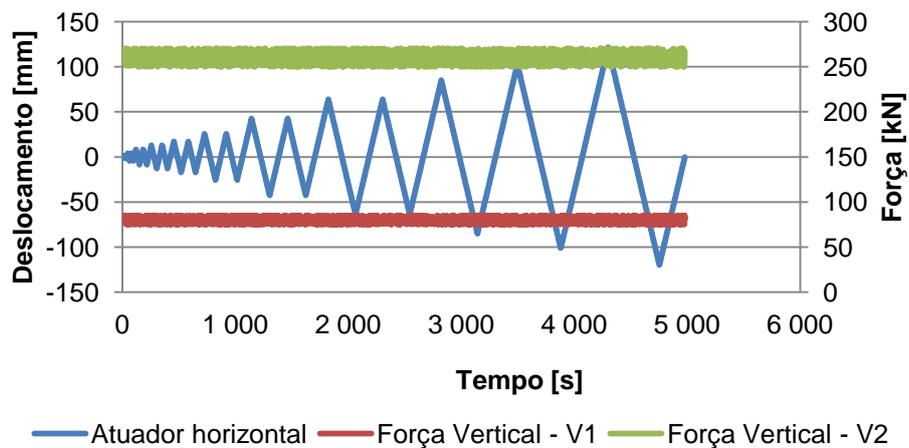


Figura 4.41 - Esquema de aplicação de carga horizontal (controlo em deslocamento) e aplicação de carga vertical (controlo em força).

#### 4.4.7.4 Resultados

Na realização dos ensaios identificaram-se problemas com o controlo da carga vertical que comprometeu os ensaios dos provetes com as soluções de reforço **S0** a **S2**, pelo que serão construídos novos provetes, com as mesmas características, e ensaiados. Não se considera relevante a apresentação dos resultados dos provetes **S0** a **S2**. Saliencia-se que este problema é idêntico ao referido em 4.3, ou seja, a inexistência de um sistema de força-controlada durante o ensaio tem implicações nos resultados devido à variação da compressão vertical introduzida na parede.

#### 4.4.7.5 Modo de rotura

Os provetes ensaiados apresentaram modos de rotura por flexão, com destacamento do provete na base e rotação em torno da ponta da parede (arestas transversais inferiores). Os provetes apresentaram todos elevada ductilidade, pelo que não foi possível levá-los à rotura, apesar dos cerca de +/-127 mm de deslocamento horizontal aplicado no topo.



Figura 4.42 – Parede de alvenaria para nível de deslocamento no topo de 127 mm.

Os provetes reforçados com malha eletro-soldada apresentaram, no entanto, uma pequena variação de comportamento, relativamente aos reforçados com rede de galinheiro. Enquanto nos reforçados com rede de galinheiro (**S3**) não se verificou o destacamento de reboco na base, nos provetes reforçados com malha eletro-soldada (**S4** e **S5**) verificou-se o destacamento do reboco na ponta da parede, devido a fenómenos de instabilização da malha na zona comprimida e à reduzida espessura do reboco (relativamente ao diâmetro dos varões). Na Figura 4.43 apresenta-se um exemplo deste problema.



Figura 4.43 – Ponta de provete reforçado com rede de galinheiro (esquerda) e com malha eletrosoldada (direita).

#### 4.4.7.6 Diagramas força vs. deslocamento

As Figura 4.44 a Figura 4.46 apresentam a envolvente do comportamento cíclico dos provetes **S3** a **S5**, em termos de diagrama força-*drift* (relação do deslocamento horizontal no topo pela altura da parede).

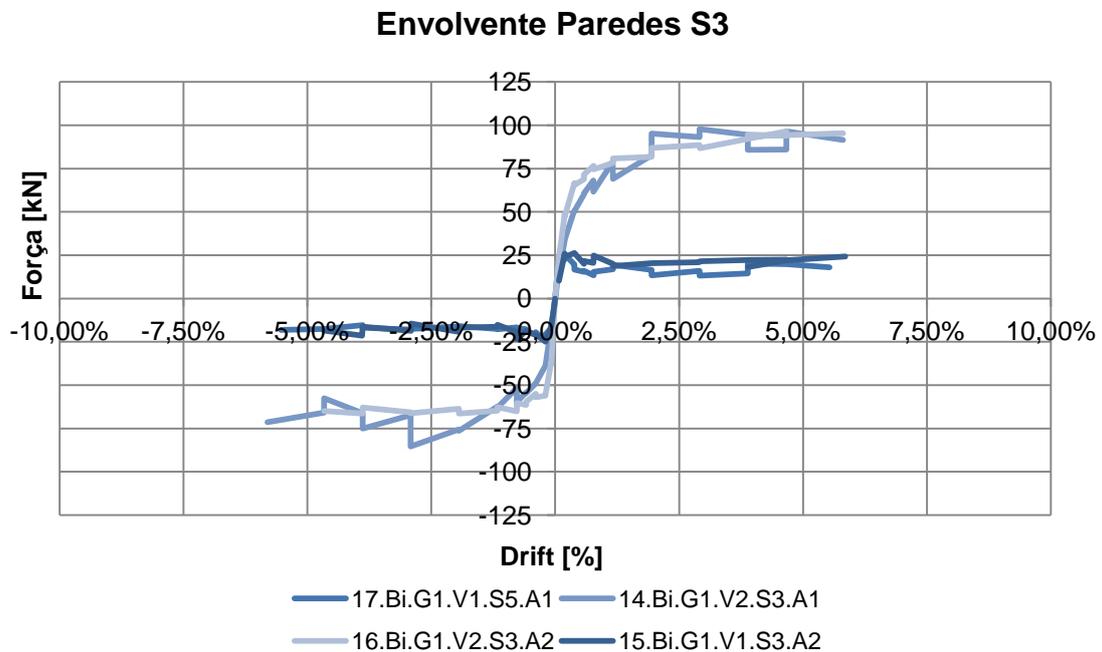


Figura 4.44 - Comportamento cíclico, em termos de força-*drift* horizontal no topo das paredes com reforço tipo **S3**.

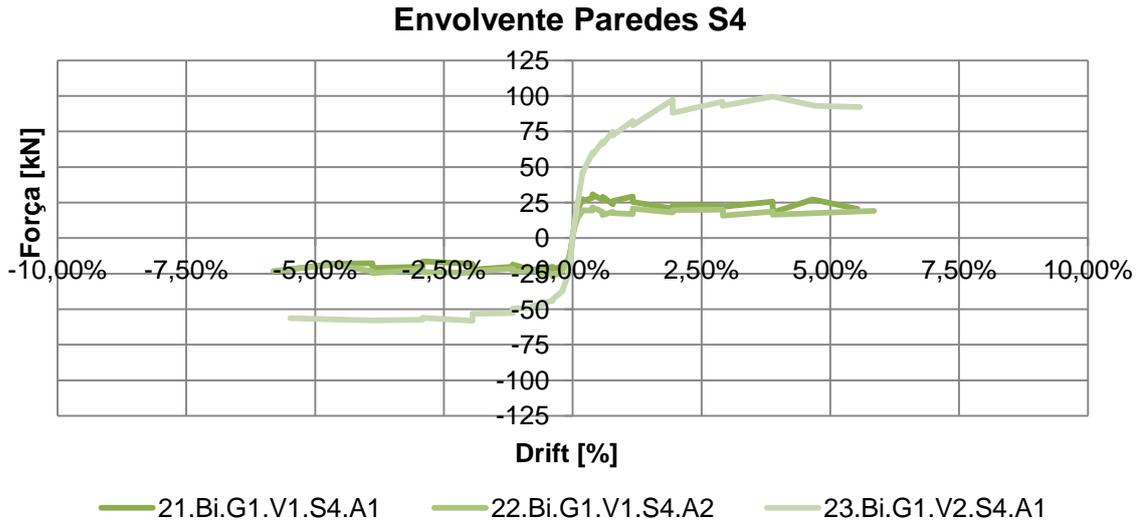


Figura 4.45 - Comportamento cíclico, em termos de força-*drift* horizontal no topo das paredes com reforço tipo **S4**.

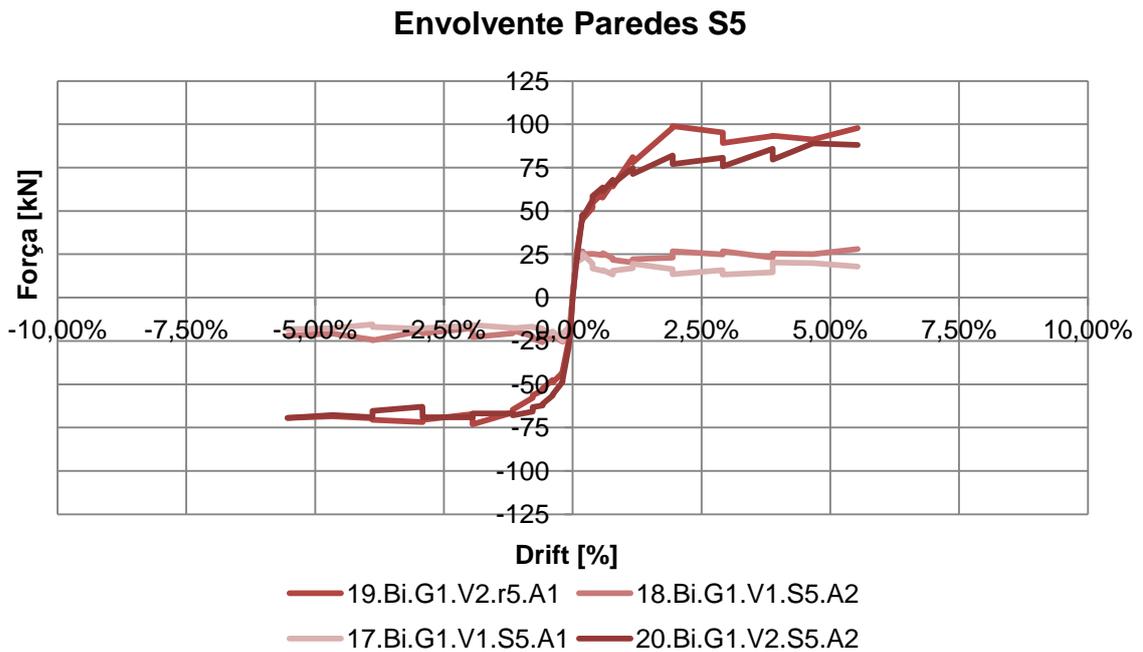


Figura 4.46 - Comportamento cíclico, em termos de força-*drift* horizontal no topo das paredes com reforço tipo **S5**.

As Figura 4.47 e Figura 4.48 apresentam a envolvente do comportamento cíclico dos provetes em função da força vertical aplicada.

### Envolvente Paredes V1

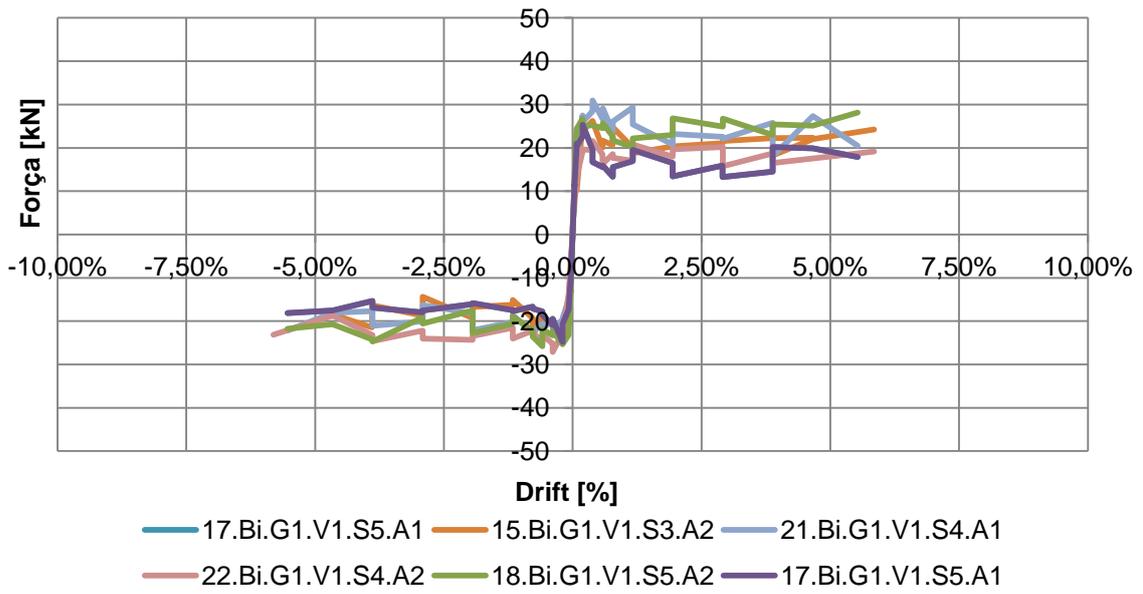


Figura 4.47 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de paredes com carga vertical V1.

### Envolvente Paredes V2

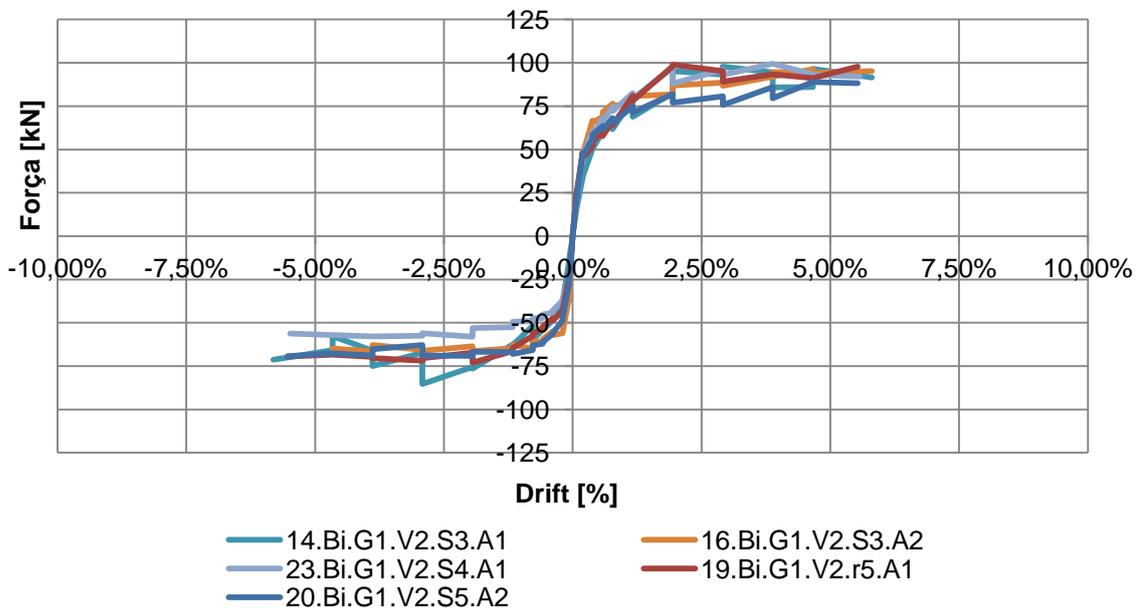


Figura 4.48 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de paredes com carga vertical V2.

#### **4.4.7.7 Discussão dos resultados**

Verifica-se, face aos gráficos apresentados, que:

- As paredes reforçadas exibem comportamento semelhante, em termos de força-deslocamento. Exibem, para forças verticais baixas, um comportamento elastoplástico. Para forças verticais mais altas exibem também comportamento elastoplástico, mas com maior dissipação de energia (em especial nas **S4** e **S5**).
- As paredes **S4** e **S5** apresentam uma dissipação de energia superior à das paredes **S3** como resultado do destacamento do reboco na ponta da parede. O deslocamento aplicado foi, no entanto, insuficiente para averiguar o comportamento daquelas paredes no pós-pico.
- A força vertical é que conduz à força horizontal resistente mais elevada.



## 5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 5.1 CONCLUSÕES

No Arquipélago dos Açores ocorrem frequentes crises sísmicas e os dois últimos eventos sísmicos de elevada intensidade, em 1980 na ilha Terceira e em 1998 nas ilhas do Faial e do Pico, provocaram danos severos principalmente na construção tradicional, confirmando novamente a sua elevada vulnerabilidade sísmica e que o risco sísmico é agravado pelo facto dos centros históricos das cidades açorianas apresentaram-se constituídos principalmente por este tipo de construções. Além disso, a ocorrência deste tipo de acontecimento tem levado à consciencialização coletiva da necessidade de intervir nas construções tradicionais, implementando soluções de reforço adequadas no sentido de aumentar a sua resistência estrutural face à ação sísmica.

A análise técnica realizada às construções tradicionais afetadas pelos sismos permitiu verificar que os mecanismos de colapso encontram-se associados normalmente à insuficiente resistência sísmica das paredes de alvenaria de pedra, principal elemento portante deste tipo de construção, a qual é ainda prejudicada pela elevada componente vertical dos eventos sísmicos que ocorrem no Arquipélago.

Atendendo à necessidade de implementar de imediato um processo de reconstrução pós-sismo, o LNEC e o LREC elaboraram documentos onde apresentaram um conjunto de regras técnicas a utilizar nos trabalhos de reparação/reabilitação e reforço das construções tradicionais. As soluções recomendadas no documento de 1980 enquadravam-se nas disposições regulamentares em vigor nessa época, nomeadamente a introdução de montantes e cintas de betão armado, mas não apresentava soluções concretas para a reparação/reabilitação de paredes de alvenaria de pedra. Ao invés, o documento de 1998 manifestava a intenção clara de pretender recuperar e reforçar as paredes de alvenaria de pedra (*e.g.*, reboco armado) e contraventando-as ao nível do seu coroamento com cintas de solidarização de betão armado. Por outro lado, também era clara a intenção de evitar o acréscimo de massa nas construções, especialmente com a introdução de lajes maciças ou aligeiradas. Através da comparação dos dois documentos é possível identificar uma evolução positiva das técnicas de reforço e a preocupação em apresentar pormenores de cada uma das técnicas.

De entre as técnicas de reforço recomendadas no documento elaborado em 1998 pelo LNEC e pelo LREC, pode-se considerar que a do reboco armado foi a mais utilizada no processo de reconstrução, surgindo ainda diversas soluções variantes preconizadas pelos gabinetes projetistas contratados pelo CPR. Dado o seu sucesso, esta técnica empírica passou a ser preconizada comumente por quase todos os gabinetes nos projetos de reparação/reabilitação e reforço de construções tradicionais existentes no Arquipélago.

Contudo, era evidente a necessidade de desenvolver trabalhos de investigação para compreender o desempenho desta técnica de reforço nas paredes de alvenaria de pedra das construções tradicionais açorianas face à ação sísmica, à semelhança da investigação que tem sido desenvolvida noutra tipo de paredes de alvenaria de pedra tanto a nível nacional como internacional.

Desde 1999 que esse trabalho de investigação vem sendo desenvolvido por uma equipa que engloba técnicos da Universidade de Aveiro, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e do Instituto Superior Técnico. Em 2011, o Laboratório Regional de Engenharia Civil, do Arquipélago dos Açores, começou também a investigar laboratorialmente a técnica do reboco armado de paredes de alvenaria de pedra no âmbito do projeto EDALP. A equipa universitária já realizou diversos tipos de ensaio, quer no plano quer fora-do-plano, sendo que primeiro ensaiam as paredes nas suas condições originais, depois aplicam a técnica do reboco armado e voltam a ensaiar as paredes. Note-se ainda que essa equipa ensaiou em laboratório um troço de parede que foi transportado da ilha do Faial para o laboratório da FEUP.

A análise dos resultados dos ensaios permite concluir que o reforço com reboco armado, aplicado nas duas faces das paredes, introduz uma melhoria significativa no comportamento das paredes no plano e fora-do-plano e que a execução de uma viga de fundação permite ainda obter um acréscimo do comportamento dessas paredes. Por outro lado, o confinamento transversal das paredes, através da aplicação de conetores e chapas, o reforço dos cunhais com reboco armado e conetores metálicos e o reforço das ligações dos pisos e coberturas às paredes permitem melhorar também o comportamento das paredes tanto no plano como fora-do-plano. Através da análise dos testes da parede reforçada com a técnica de reboco armado, ficou evidente o seu comportamento monolítico, exibindo *rocking* puro e baixa ductilidade, que pode ser melhorada introduzindo uma ligação/conexão ao nível das fundações. Quando aplicado o reboco armado, verifica-se uma melhoria na capacidade de dissipação de energia, na ductilidade e na integridade das paredes entre ciclos sucessivos de carga.

Os resultados dos ensaios à compressão realizados pelo LREC permitiram verificar que, para a geometria dos provetes ensaiados, a introdução de rebocos simples e armados nas duas faces das paredes de alvenaria de pedra provocam uma melhoria significativa da sua resistência no plano e que a rotura é normalmente do tipo frágil.

Numa primeira análise, os resultados dos ensaios biaxiais realizados até ao momento pelo LREC permitiram concluir que o nível de carga vertical introduzido na parede influencia significativamente o seu comportamento e que é fundamental introduzir no *set-up* um sistema de força-controlada. A força horizontal resistente depende da força vertical aplicada no topo dos provetes, tendo todos eles demonstrado um comportamento semelhante em termos de força vs. deslocamento, elevada ductilidade e modos de rotura por flexão. Uma vez que o modo de rotura daqueles provetes resulta da abertura de uma fenda ao nível da interface do provete com a base, o comportamento

semelhante de provetes com reboco simples e com reboco armado é facilmente explicável porque a malha dos reforçados não está ligada à base.

## **5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No âmbito do projeto EDALP prosseguir-se-á com os ensaios dos restantes provetes, respetiva análise dos resultados e implementação das restantes Tarefas do projeto de investigação em curso, tendo como principal objetivo a elaboração de um manual de procedimentos técnicos sobre soluções de reforço de edifícios tradicionais de alvenaria de pedra.

Tem-se consciência que a elaboração de um manual requer ainda um amplo trabalho de recolha de informação sobre a matéria, realização de reuniões com diversas entidades, incluindo principalmente os investigadores, projetistas, etc., auscultação de diversas entidades (*e.g.*, governo regional, autarquias, ordens profissionais), etc.

Pelo que foi possível constatar na pesquisa realizada à documentação técnica, quase todos os trabalhos de investigação em curso visam a análise do comportamento das paredes de alvenaria de pedra e respetivas soluções de reforço. Seria interessante desenvolver também alguma investigação para avaliar o comportamento das ligações de reforço dos cunhais das paredes de alvenaria de pedra e também de soluções de reforço para as ligações entre outras paredes ortogonais. Deveria igualmente desenvolver-se alguma investigação para analisar o comportamento de soluções de reforço de ligações de pavimentos e coberturas às paredes de alvenaria. Finalmente, e não menos importante, investigar e analisar o comportamento de soluções de reforço a introduzir nas paredes de alvenaria de pedra para melhorar o seu comportamento face à componente vertical da ação sísmica.



## 6 BIBLIOGRAFIA

- [1] “Património Mundial em Portugal.” [Online]. Available: [www.unesco.pt/pdfs/docs/patm\\_pt.doc](http://www.unesco.pt/pdfs/docs/patm_pt.doc).
- [2] Costa, A., Neves, F., and Oliveira, C. S., “Metodologia para Avaliar a Eficiência das Técnicas de Reforço,” presented at the PATORREB 2009 - 3º Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, 2009.
- [3] A. Arêde, A. A. Costa, A. Costa, F. Neves, and C. S. Oliveira, “In situ testing of the out-of-plane capacity of traditional stone masonry walls,” *Extended abstract of keynote lecture in proceedings of the AZORES*, 1998.
- [4] A. Arêde, A. Costa, A. A. Costa, C. Oliveira, and F. Neves, “Experimental In-Situ Testing of Typical Masonry Constructions of Faial Island-Azores,” in *14th world conference on earthquake engineering. Beijing, China*, 2008.
- [5] A. A. Costa, A. Arêde, A. Costa, J. Guedes, and B. Silva, “Experimental testing, numerical modelling and seismic strengthening of traditional stone masonry: comprehensive study of a real Azorian pier,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 1–25, 2012.
- [6] A. Costa, “Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, no. 7, pp. 1361–1382, 2002.
- [7] Costa, A. and Arêde, A., “Avaliação do Comportamento Fora-do-Plano de Paredes de Alvenaria,” presented at the Congresso Património, 2010.
- [8] J.C. Nunes, “Caracterização Sumária da Sismicidade da Região dos Açores,” in *Sismo 1998 – Açores: Uma Década Depois*, 1ª Edição., Governo dos Açores, 2008.
- [9] RSCCS. *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos. Decreto Nº 41658*. 1958.
- [10] “EN 1998-3. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings,” 2005.
- [11] “NP ENV 1996-1-1:2000. Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria.” 2000.
- [12] Carvalho, E. and Oliveira, C.S., *Construção Anti-Sísmica: Edifícios de Pequeno Porte*. LNEC, 1997.
- [13] LNEC, “Regras de segurança sísmica de edifícios de pequeno porte em alvenaria confinada,” Nov. 1988.
- [14] P. Amaral, “Caracterização geotécnica e hidrológica de depósitos vulcânicos: Modelação da estabilidade de taludes no concelho da Povoação (ilha de S. Miguel – Açores),” Dissertação de Doutoramento em Geologia, especialidade de Vulcanologia. Departamento de Geociências da Universidade dos Açores., Universidade dos Açores, São Miguel, 2010.
- [15] A. Medeiros, “Bases de dados para a divulgação da Geologia dos Açores.,” Tese de Mestrado em Vulcanologia e Riscos Geológicos, Universidade dos Açores, 2009.
- [16] H. Needham and J. Francheteau, “Some characteristics of the rift valley in the Atlantic Ocean near 36°48’ north,” *Earth and Planet. Sci. Lett.*, vol. 22, pp. 29–43, 1974.
- [17] A. Hipólito, “Geologia Estrutural da ilha Graciosa—Enquadramento no âmbito da Junção Tripla dos Açores,” M. Sc. thesis, University of Azores, 2009.
- [18] F. Machado, “Submarine pits of the Azores plateau,” *Bulletin of Volcanology*, vol. 21, no. 1, pp. 109–116, 1959.
- [19] CIVISA, “Centro de informação e vigilância sismo-vulcânica dos Açores.”
- [20] CVARG, “Centro de vulcanologia e avaliação de riscos geológicos.” [Online]. Available: [www.cvarg.azores.gov.pt](http://www.cvarg.azores.gov.pt).
- [21] SREA, “Séries estatísticas 1999 ... 2009,” SREA, Compilação de séries estatísticas., 2011.
- [22] Tostões, A., Silva, F., Caldas, J., Fernandes, J., Janeiro, M., Barcelos, N., and Mestre, V., *Arquitetura Popular dos Açores*. 2007.
- [23] Neves, F., “Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Parque Habitacional da ilha do Faial,” Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2008.
- [24] Guedes, C. and Oliveira, C. S., “Caracterização da Edificação de Alvenaria Tradicional. Elementos para o Estudo do Comportamento e verificação do Parque Habitacional aquando do sismo de 1/1/80 nos Açores.,” in *10 anos Após o Sismo de 1 de Janeiro de 1980*, vol. 2, 2 vols., S. R. H. O. P. e LNEC, 1990.
- [25] A. Costa, C.S. Oliveira, and F. Neves, “Caracterização do parque habitacional das ilhas do Faial e Pico. Elementos de estudo sobre o comportamento relativo à crise sísmica de 9 de

- Julho de 1998 nos Açores,” in *Sismo 1998 - Açores. Uma Década Depois*, 2008, pp. 386–396.
- [26] I.N.E., “Censos 2001: Resultados Definitivos: XIV recenseamento geral da população: IV recenseamento geral da habitação,” Lisboa, 2002.
- [27] Câmara Municipal de Ponta Delgada, “GeoPortal Ponta Delgada.” [Online]. Available: <http://sigweb.mpdelgada.pt/geoportal/GeoPortal/MapViewCMPD.aspx?WMID=48>.
- [28] Costa, A., Arêde, A., and Costa, A., “Técnicas de reforço sísmico,” in *Sismo 1998 - Açores. Uma década depois*, Governo dos Açores, 2008.
- [29] Vicente, R., “Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana,” Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2008.
- [30] Dipartimento della Protezione Civile e il Dipartimento per i beni culturali e Paesaggistici, *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*. 2006.
- [31] Assembleia da República, *Adoção de medidas para reduzir os riscos sísmicos. Resolução da Assembleia da República n.º 102/2010, 11 de agosto*. 2010.
- [32] Oliveira, C., “Os sismos e as ações de reabilitação,” Ordem dos Engenheiros, Mar-2009.
- [33] Lopes, M., *Sismos e Edifícios*, 1ª Edição. Editora Orion, 2008.
- [34] Azevedo, H., “A História das “Regras de Construção Anti-sísmica em Portugal,” *Engenharia e Vida*, no. 17, 2005.
- [35] *Decreto n.º 44041. Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes*. 1961.
- [36] REBA. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado. Decreto-Lei n.º 47723*. 1967.
- [37] Leis, decretos, etc., RSAEEP. *Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes. DL n.º 235/83*. 1983.
- [38] Leis, decretos, etc., REBAP. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho*. 1983.
- [39] “Eurocódigos. Situação em Portugal.” [Online]. Available: [www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/situacao\\_em\\_portugal](http://www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/situacao_em_portugal).
- [40] “NP EN 1990:2009. Eurocódigo: Bases para o projeto de estruturas.,” Lisboa: IPQ., p. 88p, 2009.
- [41] “NP EN 1991-1-1:2009. Eurocódigo 1: Projeto de estruturas Parte-1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.,” Lisboa: IPQ., p. 47p, 2009.
- [42] “NP EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” Lisboa: IPQ., p. 245p, 1992.
- [43] “NP EN 1993-1-1:2010. Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” Lisboa: IPQ., p. 116p, 2010.
- [44] “NP EN 1994 Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas de aço-betão.” .
- [45] “NP EN 1995 Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira.” .
- [46] “NP EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7: Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais,” p. 179p, 2010.
- [47] “NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios,” Lisboa: IPQ., p. 230p, 2010.
- [48] “EN 1999-1:2007. Eurocode 9: Design of aluminium structures. Part 1-1: General structural rules.,” Lisboa: IPQ., 2007.
- [49] João Appleton, *Reabilitação de Edifícios Antigos*, 2ª Edição. Orion, 2011.
- [50] Raimundo Delgado, “Conversas sobre engenharia sísmica. Revista Construção Magazine nº50,” 2012.
- [51] A. Giuffrè, C. Carocci, C. Baggio, G. nazionale D. dai terremoti (Italy), and S. (Italy) A. alla cultura, *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia: codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico*. Editori Laterza, 1993.
- [52] J. B. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir...* 1805.
- [53] M. R. Valluzzi, “Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce,” *Università di Padova, Italy*, 2000.
- [54] A. Giuffrè, “Lecture sulla meccanica delle murature storiche,” *Kappa, Roma, Italy*, 1990.
- [55] T. Tassios, *Meccanica delle murature*. Liguori, 1988.
- [56] Cardoso, R., “Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria: Aplicação a um Edifício Pombalino,” Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- [57] Presidenza del Consiglio dei Ministry Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali, *Terremoto in Umbria e Marche del 1997: Criteri di Calcolo per la Progettazione degli Interventi – verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle direttive tecniche*. 1998.

- [58] L. Pasticier, C. Amadio, and M. Fragiacomio, "Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 37, no. 3, pp. 467–485, 2008.
- [59] Magenes. G., Bolognini D., and Braggio, C., "Metodi Semplificati per l'Analisi Sismica Non Lineare di Edifici in Muratura," Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000.
- [60] Ravara, "Estudos sobre a ação sísmica dos Açores de 1/1/1980," 2º Relatório, Mar. 1980.
- [61] Ravara, "Estudos sobre a ação sísmica dos Açores de 1/1/1980," 1º Relatório, Mar. 1980.
- [62] Notícias da Terceira, "Picasa WebAlbums. Notícias da Terceira. Terceira - Sismo Janeiro 1980," *Picasa WebAlbums*. [Online]. Available: <https://picasaweb.google.com/107790296642587937702/TerceiraSismoJaneiro1980>. [Accessed: 09-Jan-2012].
- [63] E.C. Carvalho, C.S. Oliveira, M.R. Fragoso, and M. Vidália, "Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afetados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998," Relatório Técnico, 1998.
- [64] F. Neves, A. Costa, and C.S. Oliveira, "Vulnerabilidade sísmica do parque habitacional das ilhas do Faial e Pico( Parte 1 – Danos Exteriores )," presented at the Sísmica 2007 - 7º Congresso De Sismologia E Engenharia Sísmica, 2007.
- [65] S. Giovinazzi and S. Lagomarsino, "Seismic risk analysis: a method for the vulnerability assessment of built-up areas," in *Proceedings, European Safety & Reliability Conference, Maastricht*, 2003.
- [66] Proença, J. and Ferreira, M., "Danos em instalações escolares da ilha do Faial. Uma análise retrospectiva e prospetiva.," in *Sismo 1998 – Açores: Uma década depois*, 1ª edição., Governo dos Açores, 2008.
- [67] Azevedo, J., Bento, R., Guerreiro, L., Lopes, M., and Proença, J., "Missão do IST ao Faial e Pico na sequência do sismo de 9 de julho de 1998 – Inspeção de escolas e Igrejas.," Instituto Superior Técnico, Lisboa, Relatório ICIST, 1998.
- [68] Azevedo, J. and Guerreiro, L., "Danos verificados nas igrejas: Uma primeira avaliação.," in *Sismo 1998 – Açores: Uma década depois*, 1ª edição., Governo dos Açores, 2008.
- [69] Guerreiro, L., Azevedo, J., Proença, J., Bento, R., and Lopes, M., "Danos verificados em igrejas durante o sismo de 1998," presented at the 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, 1999.
- [70] Andrade, A. R., "Metodologia da intervenção para a recuperação do parque monumental e arquitetura Tradicional," in *10 anos Após o Sismo de 1 de Janeiro de 1980*, S. R. H. O. P. e LNEC.
- [71] Martins, N., "Análise de Soluções de Reforço usadas na Reabilitação da ilha do Faial," Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2008.
- [72] G. Croci, "The conservation and structural restoration of architectural heritage," 1998.
- [73] V. Córias, *Reabilitação estrutural de edifícios antigos*. Argumentum, 2007.
- [74] M. ElGawady, P. Lestuzzi, and M. Badoux, "A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM," in *13th International Brick and Block Masonry Conf*, 2004.
- [75] A. Costa, "Ensaio de Caracterização de Alvenarias Tradicionais," *ISBN*, vol. 972, pp. 98312–0.
- [76] Sarmiento, A., "Estudo experimental do comportamento de alvenaria de basalto sob ações estáticas e dinâmicas," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto., Relatório do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção.
- [77] G. Vasconcelos, "Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls," 2005.
- [78] F. Pinho, M. Baiao, and V. Lucio, "Seismic Behaviour of Limestone Masonry Buildings," in *IABSE Symposium Report*, 2005, vol. 90, pp. 118–125.
- [79] Penazzi, D., Valluzzi, M.R., Saisi, A., Binda, L., and Modena, C., "Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas," presented at the Archi 2000, Paris, France, 2001.
- [80] Oliveira, C. S., Carvalho, E., and Ravara, A., "Reconstruction policies and the techniques used in azores after the January, 1st 1980 Earthquake," LNEC, Memória nº 641, 1985.
- [81] Medeiros, P. and Oliveira, José Carlos Conceição, "LREC/DSEMC Rel. 98/2011. Projeto EDALP - Avaliação preliminar das características mecânicas das paredes de alvenaria tradicionais.," LREC, Ponta Delgada, Relatório Técnico, 2011.
- [82] CT118, "NP EN 1926:2008. Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação da resistência à compressão uniaxial," vol. 2000. IPQ, Lisboa, p. 21, 2008.

- [83] CT125, *NP EN 1052-1:2002. Método de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*. IPQ, 2002.
- [84] D. Silveira, "Caracterização da sismicidade histórica da ilha de S. Miguel com base na reinterpretação de dados de macrossísmica: contribuição para a avaliação do risco sísmico," M. Sc. Thesis, 2002.
- [85] A. Costa and Ó. Vasconcelos, "Reforço de moradias de construção tradicional, Dois casos práticos da ilha do Faial, Açores.," *Sísmica 2001*, 2001.
- [86] A. Costa, A. Arêde, D. E. C. Moreira, and N. M. S. Neves, "Técnicas de Reforço a Usar numa Construção Tradicional Danificada pelo Sismo de 9/7/98 na Ilha do Faial, Açores."
- [87] D. Moreira, N. Neves, A. Arêde, and A. G. Costa, "Análise sísmica da igreja da Madalena na Ilha do Pico," *5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, pp. 627–638, 2001.

## ANEXOS

### Anexo 1 - PRINCIPAIS SISMOS OCORRIDOS NOS AÇORES

Data	Intensidade	Ilha mais afetada	Consequências
1522-10-22	X	São Miguel	4000-5000 mortos. Grandes destruições.
1547-05-17	(?)	Terceira	Algumas mortes.
1571-05-17	VII	Terceira	Destruições importantes
1591-07-26	(?)	São Miguel	Grandes destruições
1614-05-24	X-XI (?)	Terceira	Destruição quase total.
1730-06-13	IX-X (?)	Graciosa	Destruição quase total.
1757-07-09	XI	São Jorge	Cerca de 1000 mortes. Grandes destruições.
1800-06-24	VII-VIII	Terceira	Grandes destruições
1801-01-26	VIII-IX	Terceira	Grandes destruições
1837-01-21	IX (?)	Graciosa	Destruição quase total.
1841-06-15	IX	Terceira	Grandes destruições.
1852-04-16	VII	São Miguel	Várias mortes.
1926-08-31	X	Faial	20 mortos e 200 feridos. Grandes destruições.
1932-08-05	VIII	São Miguel	Vários feridos. Grandes destruições.
1935-04-26	VIII	São Miguel	1 morto. Grandes destruições.
1937-11-21	VII	Santa Maria	
1939-05-08	VII	Santa Maria	
1952-06-26	VIII	São Miguel	Grandes destruições.
1958-05-13	IX-X	Faial	Grandes destruições
1964-02-21	VIII	São Jorge	Grandes destruições.
1973-11-23	VIII	Pico	Grandes destruições.
1980-01-1	VII	Terceira	54 mortos e 400 feridos. Grandes destruições na Terceira, Graciosa e São Jorge.
1998-07-09	VIII	Faial	8 mortos e mais de uma centena de feridos. Grandes destruições no Faial e Pico.

## **Anexo 2 - ESCALA MACROSÍSMICA EUROPEIA DE 1998**

# ESCALA MACROSSÍSMICA EUROPEIA - 1998

TIPO DE ESTRUTURA	CLASSES DE VULNERABILIDADE						
	A	B	C	D	E	F	
<b>Alvenaria</b>	Casas tradicionais de pedra irregular, sem revestimento, com cimento de má qualidade. Pouco resistentes a cargas laterais. O chão é tipicamente de madeira.	Casas de barro ou de tijolos de barro, com cimento de qualidade variável. Podem apresentar uma estrutura de madeira.	Casas de pedra simples, geralmente reforçadas nos cantos por blocos talhados de maior dimensão.	Casas de pedra maciças, constituídas por grandes blocos de pedra. Geralmente são monumentos, edifícios públicos, etc.	Casas não reforçadas, de tijolos ou blocos, com chão de betão armado.	Casas de tijolos ou blocos reforçadas horizontal e verticalmente com malha ou cintas de aço incorporadas no revestimento de cimento, com colunas e vigas ligadas entre si formando uma estrutura única, resistentes a cargas verticais e laterais - SEM ESTRUTURA ANTI-SÍSMICA.	Estruturas aparafusadas com estrutura anti-sísmica de nível intermediário.
<b>Betão Armado</b>	Estruturas aparafusadas com estrutura anti-sísmica de elevada qualidade.	Parêdes sem estrutura anti-sísmica.	Parêdes com estrutura anti-sísmica de nível intermediário.	Parêdes com estrutura anti-sísmica de elevada qualidade.	Edifícios com estrutura em aço.	Casas com estrutura em madeira.	

Tabela II - Classes de Vulnerabilidade - diferenciação dos tipos de estruturas em classes de vulnerabilidades (adaptado de Grünthal, 1998).

- Classe de vulnerabilidade mais provável
- ..... Intervalo provável
- ..... Intervalo de menor probabilidade, em casos excecionais

CLASSIFICAÇÃO DE DANOS	
Edifícios de alvenaria	Edifícios de betão armado
<p><b>Nível 1 - Danos negligenciáveis a ligeiros (sem danos estruturais; danos não-estruturais ligeiros)</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Muito poucas paredes com fissuras</li> <li>Queda de pequenas porções de estuque/colónia</li> <li>Queda de pedras soltas das partes altas dos edifícios</li> </ul>	<p><b>Edifícios de betão armado</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Pequenas fendas nos estuques sobre elementos de pórtico ou na base das paredes</li> <li>Pequenas fendas nas divisórias e enchimentos</li> </ul>
<p><b>Nível 2 - Danos moderados (danos estruturais ligeiros; danos não-estruturais moderados)</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Fendas em muitas paredes</li> <li>Queda de grandes pedaços de estuque/reboco</li> <li>Colapso parcial de chaminés</li> </ul>	<p><b>Edifícios de betão armado</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Fendas em colunas e vigas de pórticos e em paredes estruturais</li> <li>Fracção de elementos de enchimento, queda de revestimentos, fínges e estuque</li> <li>Queda de argamassa das juntas entre paredes</li> </ul>
<p><b>Nível 3 - Danos substanciais a severos (danos estruturais moderados; danos não-estruturais severos)</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Fendas grandes e estensas na maioria das paredes</li> <li>Destacação de saídas</li> <li>Fracção de chaminés ao nível do telhado</li> <li>Fracção de elementos não estruturais individuais (chaminés, empuxos)</li> </ul>	<p><b>Edifícios de betão armado</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Fendas em colunas e nos juntas das colunas e vigas de pórticos, fracção de elementos de enchimento, instabilidade por encruvatura de paredes armadas</li> <li>Grandes fendas em divisórias e paredes de enchimento, colapso de paredes de enchimento individuais</li> </ul>
<p><b>Nível 4 - Danos muito severos (danos estruturais severos; danos não-estruturais muito severos)</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Colapso total ou parcial de paredes</li> <li>Colapso estrutural parcial de telhados e pisos</li> </ul>	<p><b>Edifícios de betão armado</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Grandes fendas em elementos estruturais com colapso de compressão do betão e fracção de feridas</li> <li>Falha na ligação das armaduras de vigas, arqueamento de colunas</li> <li>Colapso de algumas colunas ou colapso de um único piso superior</li> </ul>
<p><b>Nível 5 - Destruição (danos estruturais muito severos)</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Colapso total ou quase total</li> </ul>	<p><b>Edifícios de betão armado</b></p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>Colapso do piso térreo ou de partes do edifício (p. g. alça)</li> </ul>

Tabela II.2 - Classificação de danos em edifícios de alvenaria e de betão armado (adaptado de Grünthal, 1998).

INTENSIDADE	EFEITOS OBSERVADOS			Grau
	Efeitos nos seres humanos	Efeitos sobre os objectos e a natureza	Efeitos nas construções	
I	Não sentido, mesmo nos construídos mais frágeis.	Natureza afeta.	Sem danos.	I
II	O tremor apenas é sentido em casas isoladas (<1% de edifícios em risco no interior de edifícios e em lugares especialmente fracos).	Natureza afeta.	Sem danos.	II
III	Fraco	Objectos suspensos oscilam ligeiramente.	Sem danos.	III
IV	Amplamente observado	Lojas, vitrines, janelas e portas movem-se. Objectos suspensos oscilam. Objectos pesados do tipo pesado não apresentam problemas, podem ser movidos com facilidade. Ocasionalmente, fricção dos tijolos estruturais e das estruturas de madeira registam-se.	Sem danos.	IV
V	Forte	Objectos suspensos oscilam consideravelmente. Lojas e vitrines fazem ruído, podem ser movidos. Objectos pesados do tipo pesado não apresentam problemas, podem ser movidos com facilidade. Ocasionalmente, fricção dos tijolos estruturais e das estruturas de madeira registam-se. Alguns poucos objetos pesados e colunas de vidro ou cimento podem ser danificados. Os poucos objetos pesados e colunas de vidro ou cimento podem ser danificados. Alguns poucos objetos pesados e colunas de vidro ou cimento podem ser danificados.	Sem danos.	V
VI	Ligeiramente difícil	Alguns poucos objetos pesados e colunas de vidro ou cimento podem ser danificados. Alguns poucos objetos pesados e colunas de vidro ou cimento podem ser danificados.	Sem danos.	VI
VII	Difícil	O mobiliário é deslocado e o vidro flete para o exterior. Muitas janelas são danificadas em maior ou menor grau. Algumas poucas janelas são danificadas em maior ou menor grau. Algumas poucas janelas são danificadas em maior ou menor grau.	Sem danos.	VII
VIII	Frustrante	Muitos objetos pesados são danificados em maior ou menor grau. Algumas poucas janelas são danificadas em maior ou menor grau. Algumas poucas janelas são danificadas em maior ou menor grau.	Sem danos.	VIII
IX	Destrutivo	Pouco generalizado. As pessoas podem ser empurradas longas distâncias ao chão.	Muitos monumentos e colunas com ou sem moldes. Observam-se ondulações em salas grandes.	IX
X	Muito destrutivo		Muitos monumentos e colunas com ou sem moldes. Observam-se ondulações em salas grandes.	X
XI	Destrutivo		Muitos monumentos e colunas com ou sem moldes. Observam-se ondulações em salas grandes.	XI
XII	Completamente destrutivo		Muitos monumentos e colunas com ou sem moldes. Observam-se ondulações em salas grandes.	XII

Tabela II.3 - Escala Macrossísmica Europeia - 1998 (EISE-98) - versão final (adaptado de Grünthal, 1998). A atribuição de cada escala pressupõe o conhecimento e a interpretação das condições inerentes à elaboração de EISE-98, recomendando-se a consulta do respectivo manual.

Anexo II  
 Quadro síntese dos conceitos utilizados na Escala Macrossísmica Europeia - 1998.  
 Trabalho elaborado por Silveira, D.; Alves, P. e Gaspar, J.L.  
 In Silveira, D. (2002). Caracterização da sismicidade histórica da ilha de S. Miguel com base na reintegração de dados de macro-sísmica: contribuição para a avaliação do risco sísmico. Ponta Delgada: Departamento de Geociências da Universidade dos Açores, 2002. Tez. Mestrado em Vulcanologia e Recursos Geológicos, 148 p.

Tipo de efeitos	Intensidade											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	IX	X	XI	XII	
<b>Efeitos hidroclimáticos</b>												
Pequenas vibrações no nível da água em lagoas e poços, apenas detectadas por instrumentos sensíveis												
Vibrações significativas no nível da água em lagoas e poços, facilmente observáveis (e ondulação pode induzir turbulência)												
Queda de longo período em águas em repasto resultantes de ondas de maré												
Ondas em águas em repasto resultantes de ondas locais												
Turvação da água de lagoas devido à perturbação dos sedimentos												
Alteração do fluxo das nascentes (alteração do caudal ou turbulência da água)												
Formação de nascentes ou cessação do fluxo de nascentes												
Arremones de águas de lagoa												
<b>Movimentos de vertentes</b>												
Flutuações de partícula												
Frequência aumentada em material designado em taludes naturais ou feitos pelo homem												
Quedas de grandes blocos em taludes naturais ou feitos pelo homem												
Lançamentos e queda de blocos de grande magnitude												
<b>Processos em terrenos planos*</b>												
Pequenas fendas no solo												
Grandes fendas no solo												
<b>Processos hidroclimáticos</b>												
Liqueficação (p. g. vulcões de areia, etc.)												

Tabela II.4 - Efeitos sísmo-geológicos (adaptado de Grünthal, 1998).

Intensidades típicas para ocorrência de determinado efeito. Círculo a cheio - intervalo útil para o diagnóstico  
 ○ Intervalo provável de ocorrência  
 → Devem ser consideradas apenas as roturas mediocríticas e estudadas as resultantes do comportamento prótico do solo sujeito às vibrações sísmicas.

Nota: Os efeitos sísmo-geológicos são devidos, por si só, ser utilizados para avaliação de intensidades, mas são somente para confirmar as intensidades atribuídas com base em outro tipo de informação.

## Anexo 3 - PORMENORES CONSTRUTIVOS

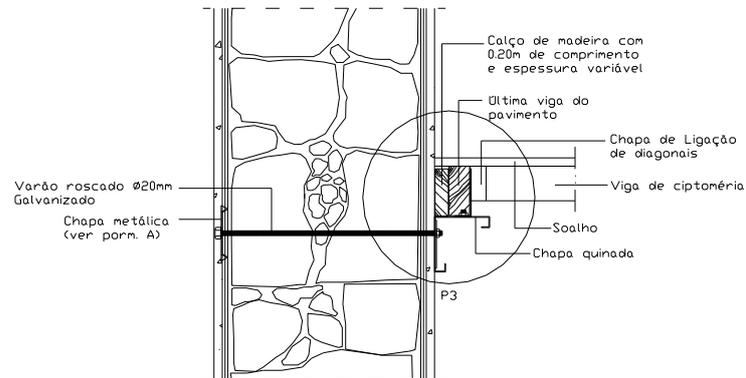


Figura A.1 - Introdução de conectores de ligação [85].

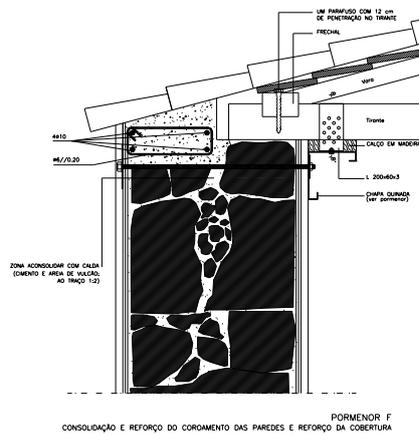


Figura A.2 – Cintas de solidarização no coroamento das paredes [85].



Figura A.3 – Chapa quinada [85].



Figura A.4 – Pormenor de ligação [85].

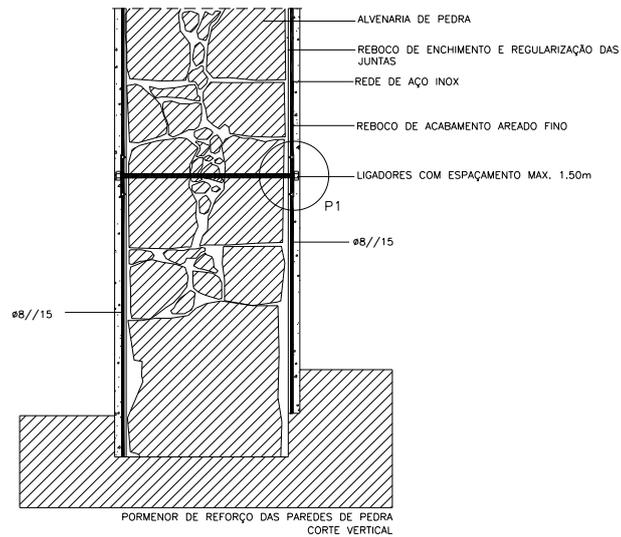


Figura A.5 – Reforço com rede de aço inox [86].

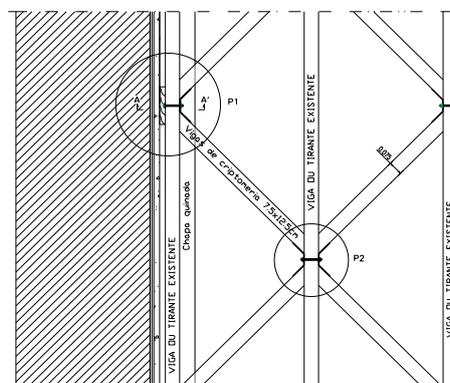


Figura A.6 – Travamento das paredes livres [86].

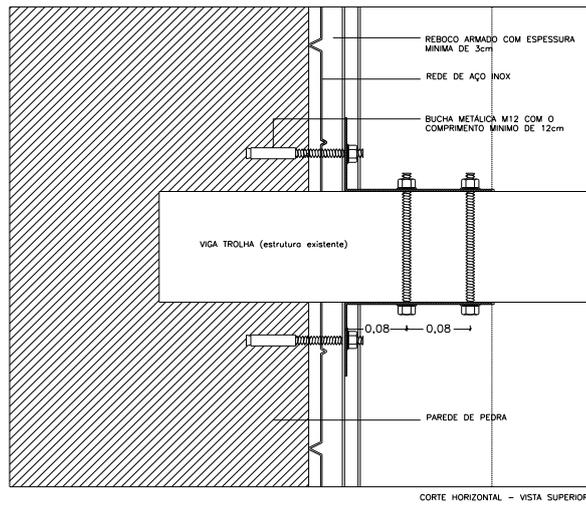
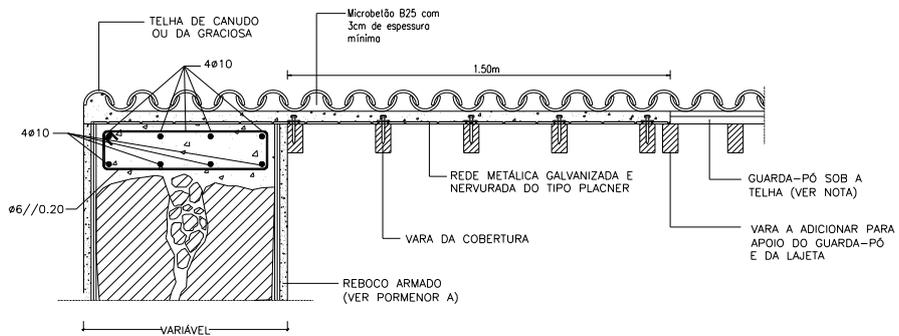


Figura A.7 - Ligação viga-parede [86].



PORMENOR G.1  
CINTAGEM DAS COBERTURAS DE MADEIRA NAS EMPENAS  
COM LAJETA DE BETÃO

Figura A.8 - Travamento das empenas na cobertura [86].

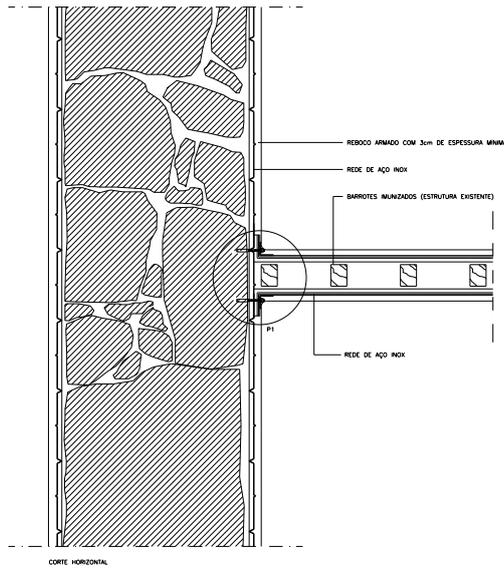


Figura A.9 - Ligação parede interior – parede exterior [86].

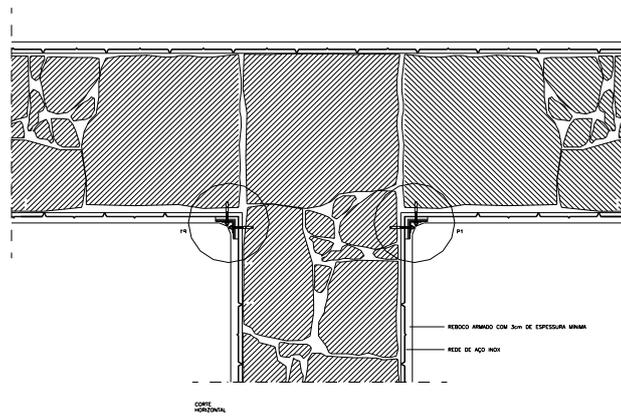


Figura A.10 - Ligação parede meeira – parede exterior [86]

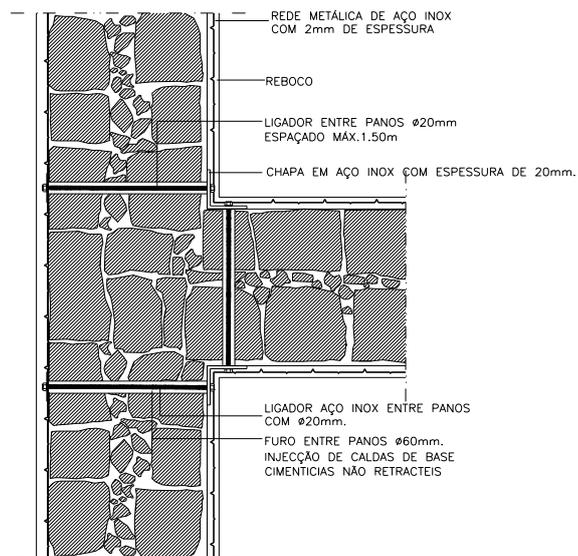


Figura A.11 – Reforço das interseções de paredes [87]

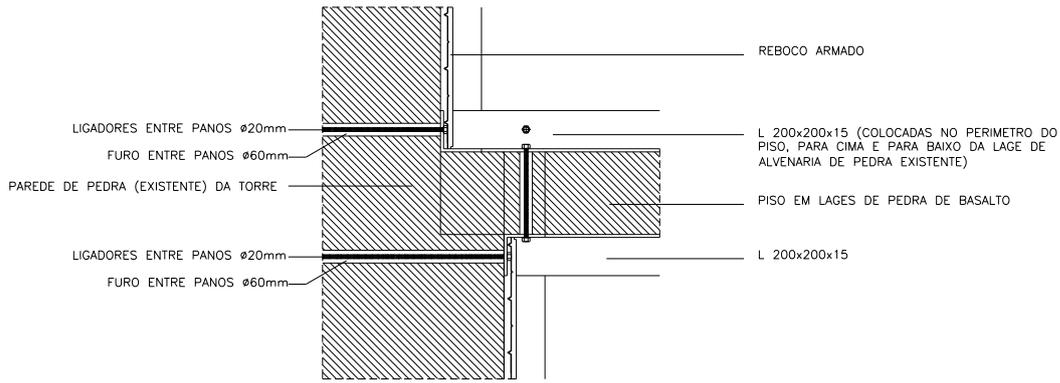


Figura A.12 – Ligações entre elementos [87].

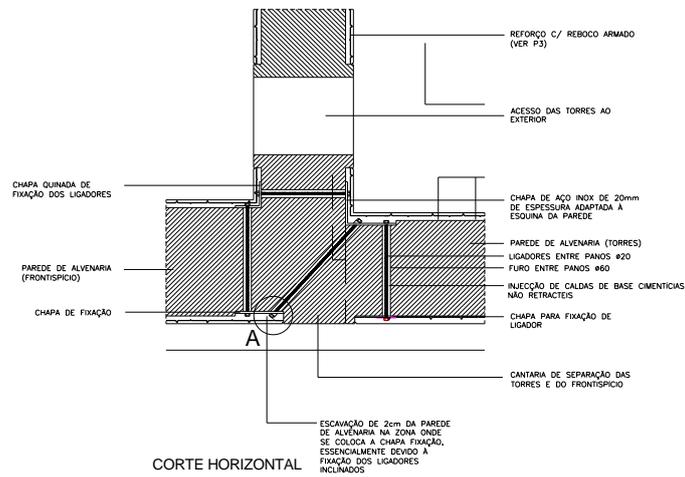


Figura A.13 - Reforço dos cantos [87].

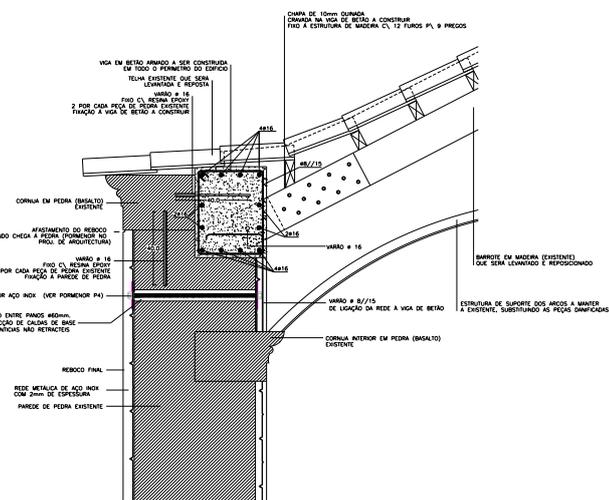
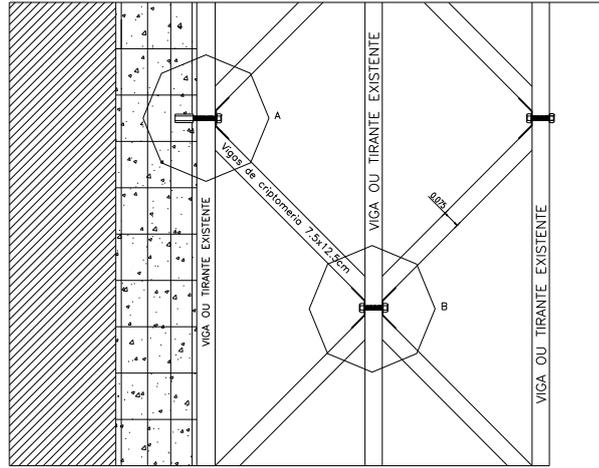


Figura A.14 - Ligação da parede à cobertura [87].



ESCALA: 1/20

Figura A.15 - Travamento das empenas [87].

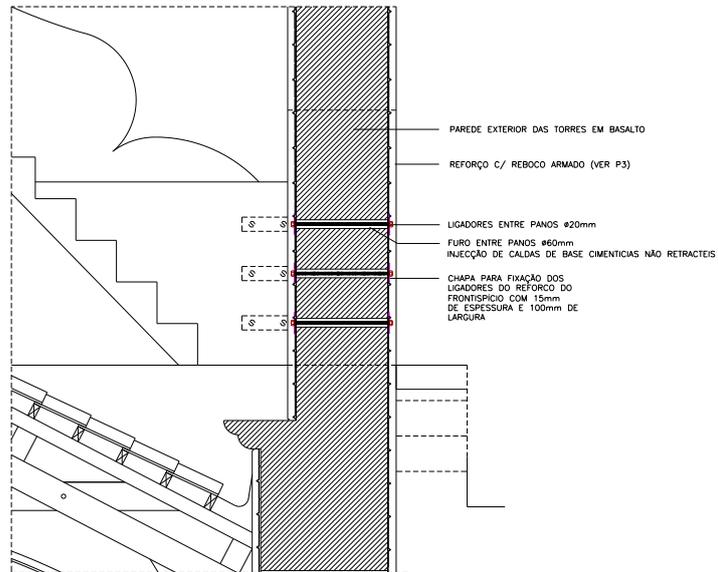


Figura A.16 - Ligação do frontispício às torres [87].

## Anexo 4 - ENVOLVENTES DE COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PROVETES SUBMETIDOS A ENSAIOS BIAXIAIS NO PLANO

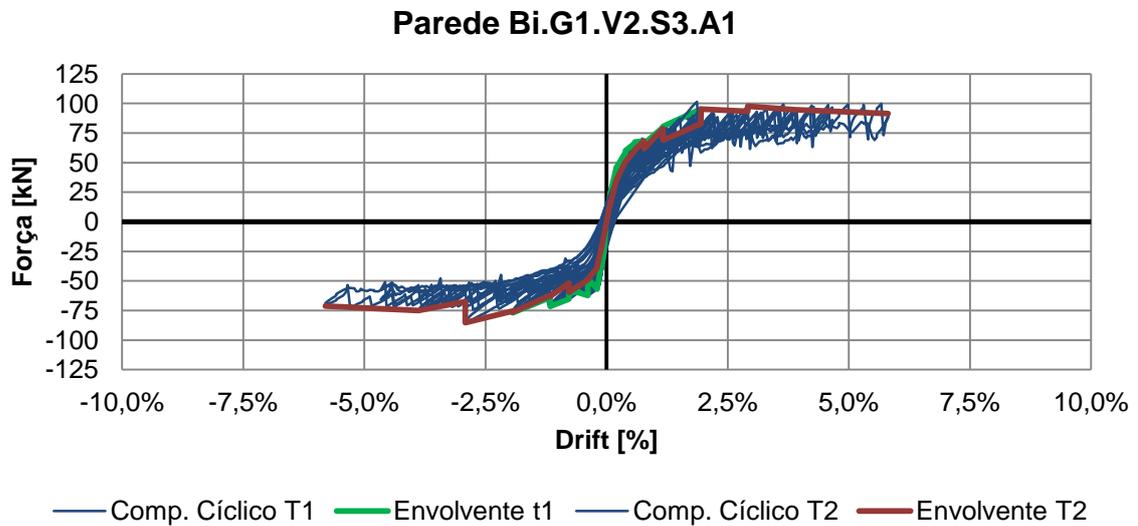


Figura A.17 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S3.A1

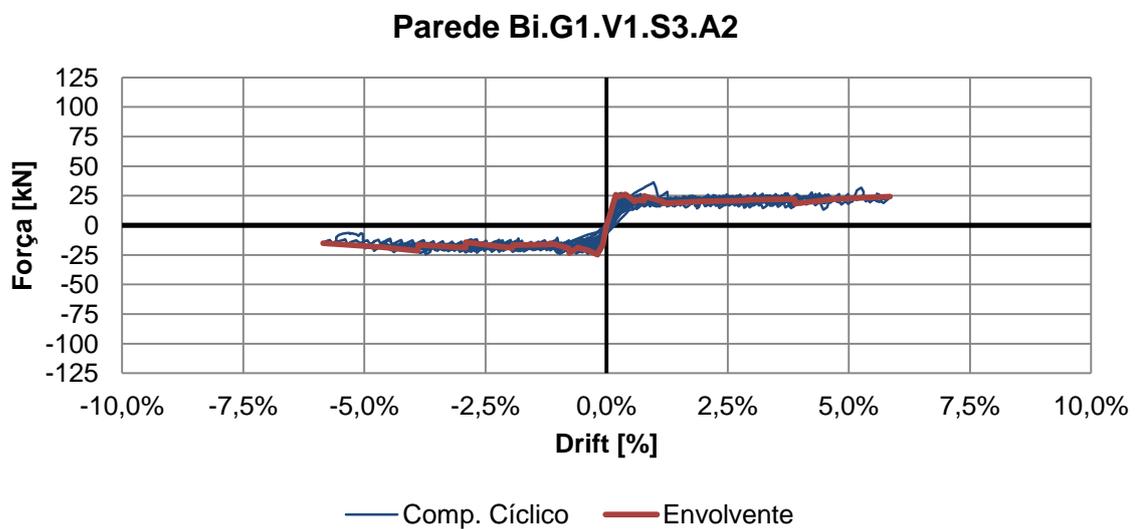


Figura A.18 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S3.A2

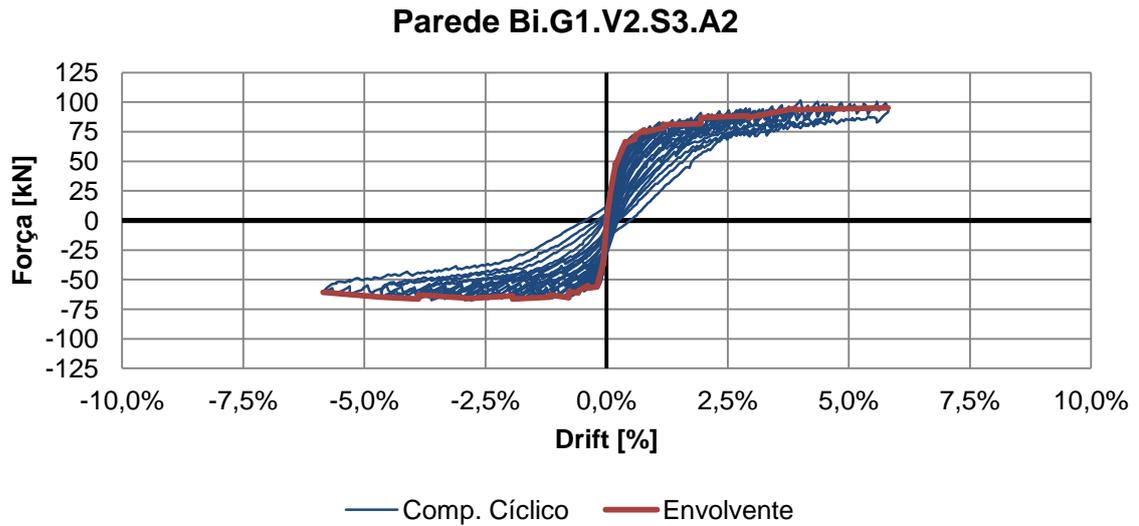


Figura A.19 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S3.A2

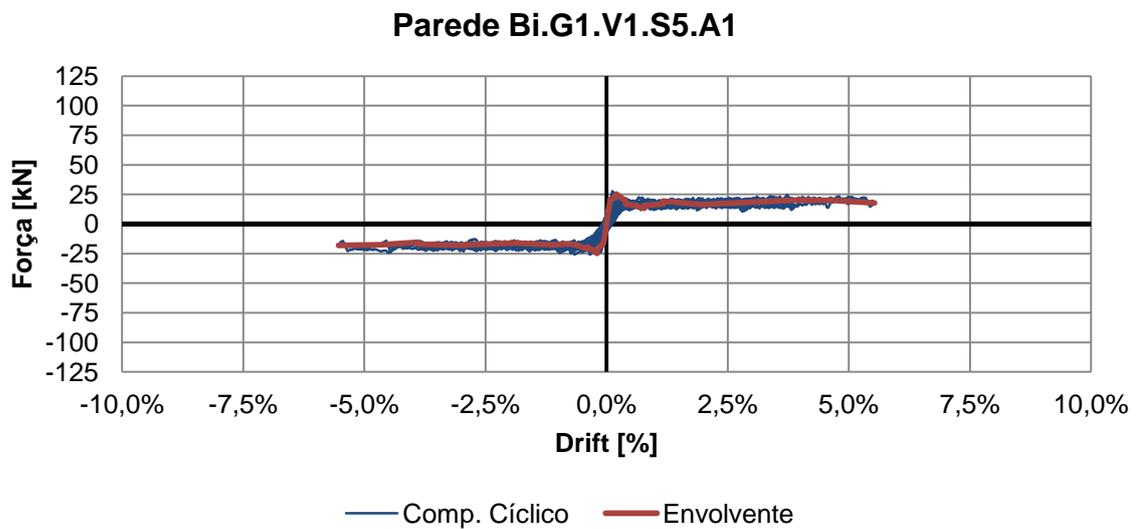


Figura A.20 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S5.A1

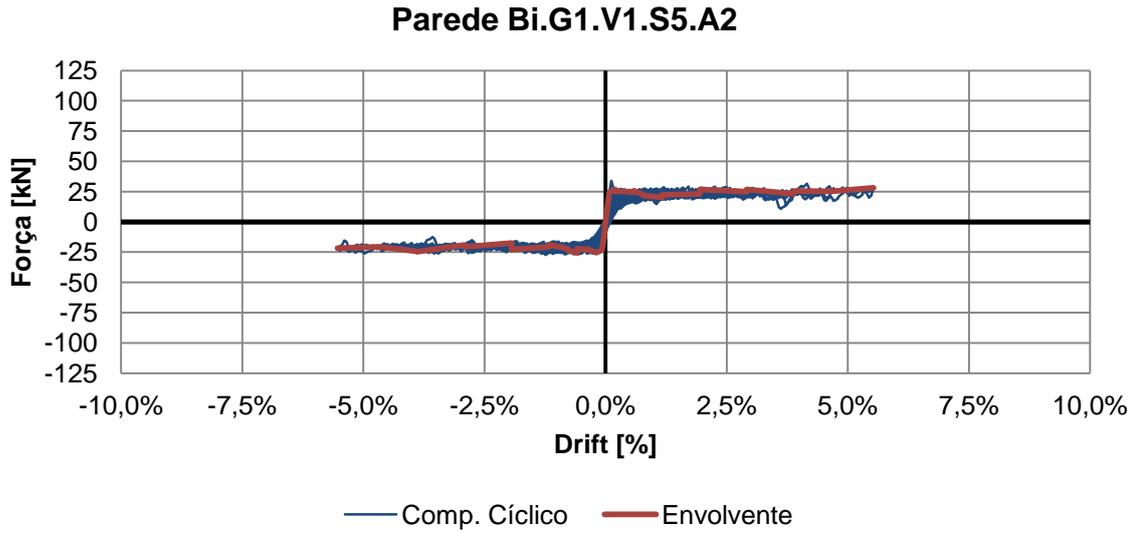


Figura A.21 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S5.A2

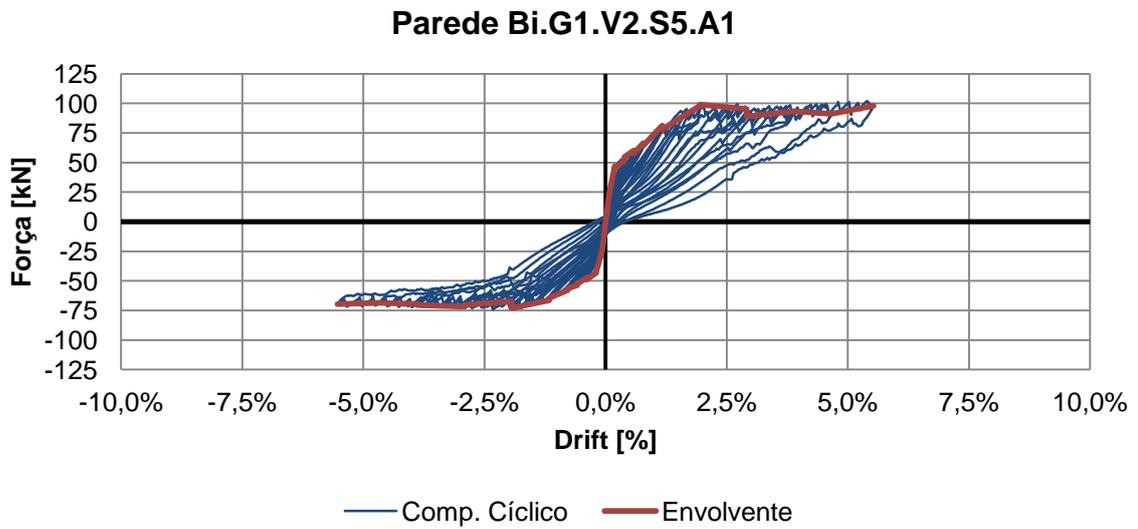


Figura A.22 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S5.A1

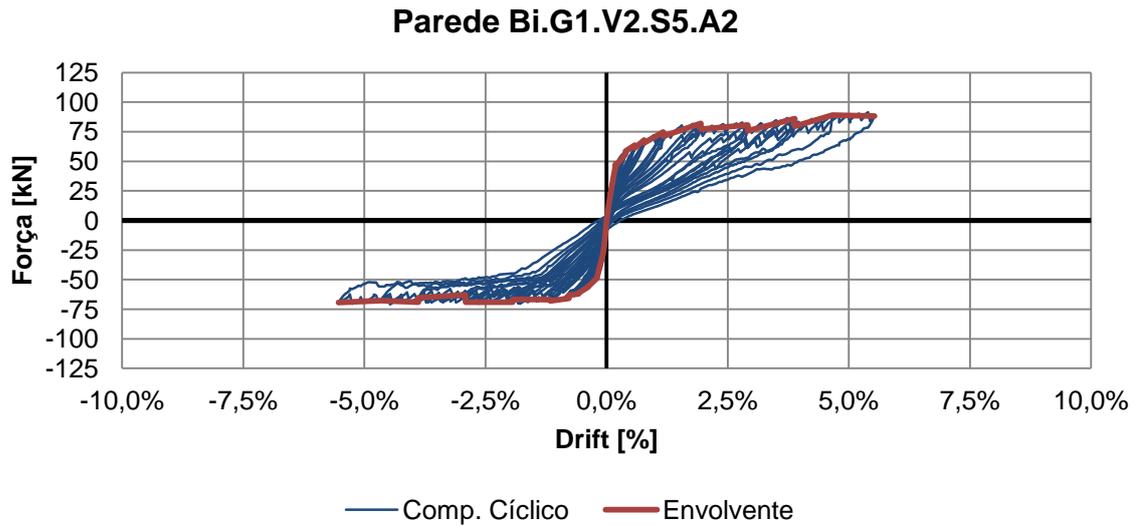


Figura A.23 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S5.A2

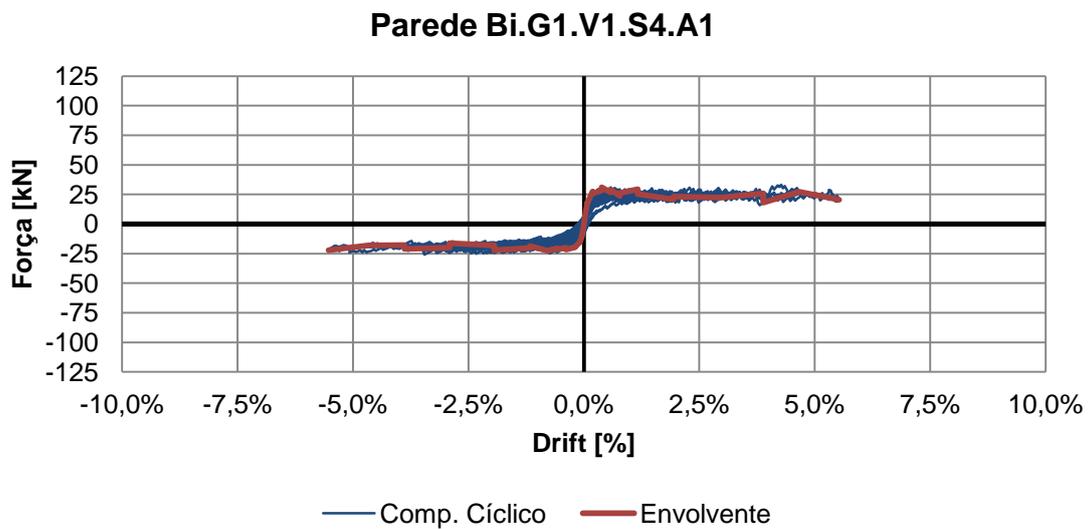


Figura A.24 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S4.A1

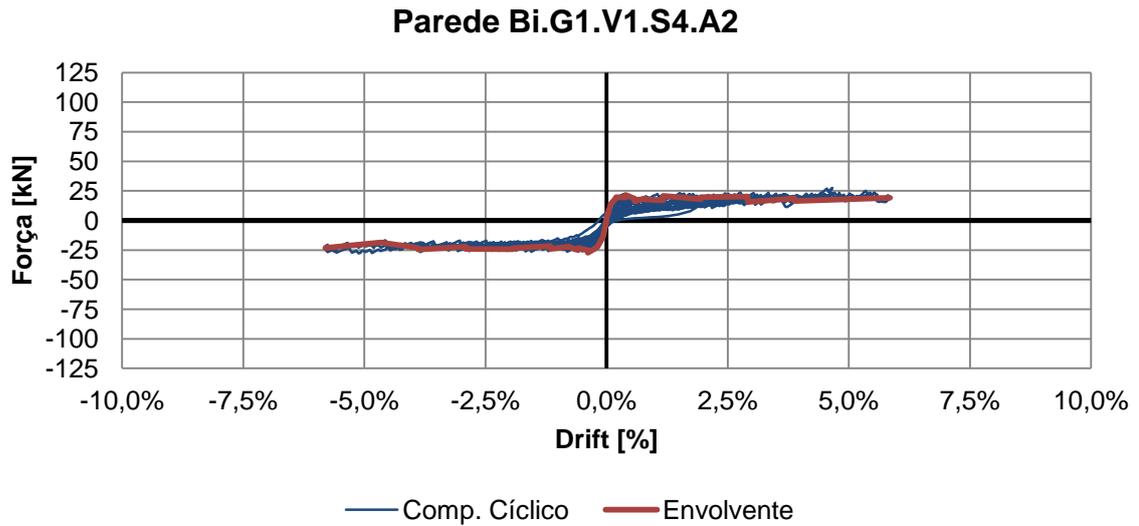


Figura A.25 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V1.S4.A2

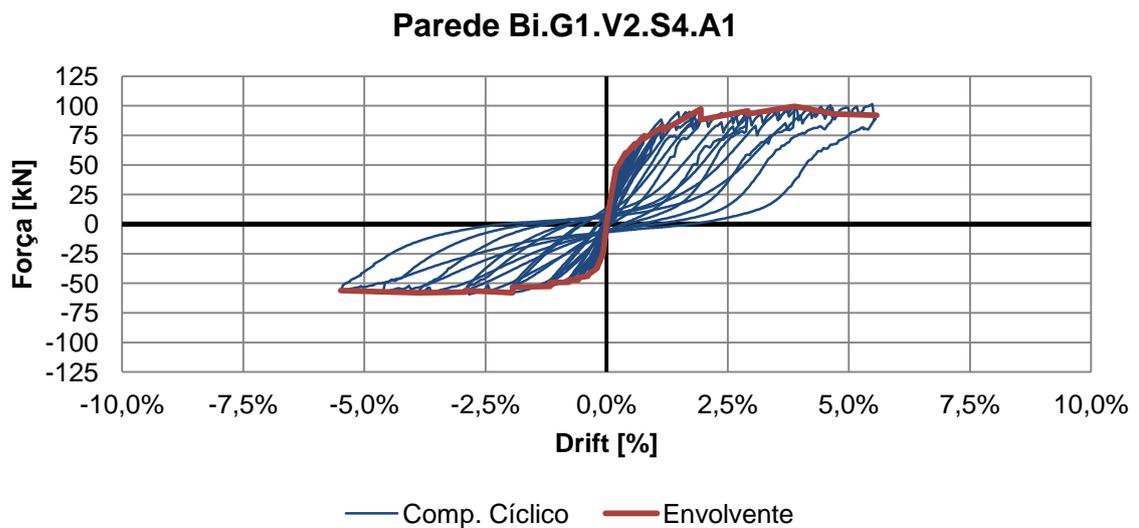


Figura A.26 - Comportamento em termos de força-deslocamento horizontal de parede Bi.G1.V2.S4.A1

## **Anexo 5 - CURRICULUM VITAE**

**Nome:** José Carlos da Conceição Oliveira

**Data de Nascimento:** 26 de Junho de 1957

**Profissão/Especialidade:** Engenheiro Civil – ramo de Estruturas

**Estado Civil:** Casado

**Nacionalidade:** Portuguesa

**Morada:** Rua Francisco Amaral Almeida, nº 24, 9560 – 104 Lagoa

**Telefone:** 296 912047

**Telemóvel:** 919282549

### **Habilitações**

- Licenciado em Engenharia Civil, ramo de Estruturas, pelo Instituto Superior Técnico, Outubro de 1983.
- Curso Geral de Eletricidade, pela Escola Industrial de Luanda, 1973.

### **Inscrições:**

- Ordem dos Engenheiros, nº 18850.
- Direção Regional de Indústria, Nº 12/PLI (Açores)
- Direção Regional de Energia, Nº 337 (Açores)

### **Ações de Formação frequentadas:**

- Novo Regime de Empreitadas e Obras Públicas, CCIPD, Abril de 1994.
- Elementos Secundários, Revisão de Preços e Novos Materiais e Tecnologias na Habitação a Custos Controlados, SRHOPTC, Março de 1993.
- Novo Regulamento de Energia nos Edifícios, SRE, Março de 1991.
- Novo Regulamento Geral de Distribuição de Águas e Drenagem de Águas Residuais, SRHOP, Novembro de 1990.
- A Utilização Racional de Energia nos Edifícios, SRE, Outubro de 1990.

- Conservação, Recuperação e Consolidação de Monumentos e Edifícios Históricos, OE, Março de 1990.
- Legislação e Técnica de Revisão de Preços, NORMA-AÇORES, Junho de 1988.
- Formação em MS-DOS, SRES, Novembro de 1987.
- Dimensionamento de Geotêxteis Polyfelt TS, SRES, Novembro de 1987.
- 2º Encontro Nacional de Geotecnia: A Geotecnia nas Vias de Comunicação, LNEC, Março de 1987.
- Quantificação e Certificação de Componentes de Edifícios, Exigências Funcionais de Segurança e Durabilidade - Métodos Experimentais da sua Verificação, LNEC/SRES, Dezembro de 1986.
- Recomendações Técnicas para a Habitação Social, LNEC/SRES, Novembro de 1986.
- Aplicação de Produtos Derivados da Cortiça na Construção Civil, SRES, Julho de 1986.
- Aplicação de Pavimentos Sintéticos em Instalações Desportivas, SRES, Julho de 1986.
- Águas e Esgotos em Zonas Rurais, Sistemas de Abastecimento de Água e Evacuação dos Esgotos em Zonas Rurais e Pequenas Comunidades, LNEC/SRES, Junho de 1986.
- Problemática da Informação Científica e Técnica, LNEC/SRES, Maio de 1986.
- Dimensionamento e Pormenorização de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, IST/SRES, Outubro de 1985.
- Exemplos de Aplicação da Nova Regulamentação Portuguesa de Estruturas, IST/SRES, Julho de 1985.
- Quantificação das Ações Segundo a Nova Regulamentação Portuguesa de Estruturas, LNEC/SRES, Outubro de 1984.
- Encontro Nacional de Betão Estrutural, FEUP, 2004.
- Curso sobre Infestações e Reabilitação de Estruturas de Madeira, LREC, 2005.
- Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, 2006.
- Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, UM, 2007.
- Gestão de Resíduos, LREC, 2007.
- Encontro Nacional de Betão Estrutural, UM, 2008.
- Código dos Contratos Públicos, LREC, 2008.
- SIADAPRA e os Aspectos Práticos, 2008.
- Segurança Contra Incêndios em Edifícios, SRPCA, 2009.
- Sistema de Cofragem de Lajes de Betão Armado, LREC, 2009.

- Qualidade, Crescimento e Desenvolvimento Económico, SRE, 2010.
- Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, 2010.
- Reabilitação urbana nos Açores, AICOPA, 2010.
- Eurocódigos estruturais: Início da sua aplicação em Portugal, LNEC/LREC 2011.
- Gerir sobre pressão, UAç, 2011.
- Sessão de esclarecimento sobre o acordo ortográfico, CEFAPA, 2011.
- Sessão de esclarecimento sobre o SIGRHARA, 2011.
- Windows 7, Excel 2010, Word 2010, Outlook 2010, OneNote 2010, LREC 2011.

## **Informática e Software**

- **Conhecimentos de utilização dos seguintes programas de análise de estruturas:** SAP2000, PORTIC, CYPECAD, FTOOLS, PCA-STATIK, PCA-DYNAMIC.
- **Programas elaborados em linguagem BASIC para o dimensionamento e análise de estruturas:** Vigas Contínuas, Flexão Simples, Flexão Composta, Esforço Transverso, Sapatas Isoladas, Distribuição de Cargas em Lajes Maciças, Linha Neutra.
- **Programas elaborados em linguagem BASIC para o dimensionamento de redes dos sistemas prediais:** Rede de Abastecimento de Água.
- **Programas elaborados em EXCEL para o dimensionamento e análise de estruturas:** Flexão Simples, Flexão Composta, Esforço Transverso, Sapatas Isoladas, Paredes, Pilares, Punçoamento, Tabela de Armadura de Vigas, Lajes, Sapatas, Paredes, Muros de Suporte.
- **Programas elaborados em EXCEL para mecânica de solos:** Cálculo da capacidade de carga de solos segundo Meyerhof e Hansen.
- **Programas elaborados em EXCEL para Revisão de Preços de Empreitadas:** Revisão de Preços.
- **Programas elaborados em EXCEL para o dimensionamento de redes dos sistemas prediais:** Rede de Abastecimento de Água, Rede de Águas Pluviais, Rede de Esgotos Domésticos.

## **Experiência Profissional**

### **2010 – LABORATÓRIO REGIONAL DE ENGENHARIA CIVIL**

- Diretor de Serviços de Estruturas e Materiais de Construção, **em regime de substituição**, desde 1 de Outubro de 2010.
- Diretor de Serviços de Estruturas e Materiais de Construção, **nomeação, em comissão de serviço**, desde 1 de Maio de 2011.
- Nomeado, por Resolução do Conselho de Governo, representante da Secretaria Regional da Ciência, Tecnologia e Equipamentos na Comissão de Gestão de Pragas - Roedores.
- Coordenador do Grupo de Trabalho de Construção e Engenharia Civil da Comissão de Extinção de Pragas – Roedores.

### **2003-2010 – LABORATÓRIO REGIONAL DE ENGENHARIA CIVIL**

**Assessor principal** do quadro de pessoal da Direção de Serviços de Estruturas e Materiais de Construção.

#### **Relatórios e Notas Técnicas:**

- NT 22/2003 “Vistoria à moradia sita à Av. Infante D. Henrique, nº 18, Rosário, Lagoa”.
- NT 27/2003 “Vistoria ao talude do miradouro de Porto Formoso”.
- NT 30/2003 “Vistoria à moradia sita à Rua António Augusto Mota Moniz, nº 37, Matriz, Ribeira Grande”.
- Rel. 51/2003 “Quantificação dos custos da mão-de-obra do LREC”.
- NT 61/2003 “Vistoria à obra de construção de uma moradia sita à Rua das 16 Pedras, nº 8, freguesia da Conceição, Ribeira Grande”.
- NT 68/2003 “Inspeção Técnica ao imóvel sito à Rua Hintze Ribeiro, nº 63 a 67, freguesia da Matriz, Ponta Delgada”.
- NT 4/2004 “Vistoria à moradia sita à Rua da Esperança, nº 41, freguesia da Maia, Ribeira Grande”.
-

- NT 25/2004 “Inspeção a um muro de suporte numa das margens da Ribeira Quente”.
- 
- NT 26/2004 “Avaliação da patologia na moradia de Alfredo Martins Polena”.
- NT 34/2004 “Inspeção técnica à moradia de José Fernandes Rosa, Feteira, Ponta Delgada”.
- NT 36/2004 “Inspeção aos Blocos A1 e A2 da EB 2,3 Francisco Ornelas da Câmara, Praia da Vitória”.
- NT 45/2004 “Inspeção técnica à platibanda da cobertura do lote 6 da A. D. João III, Ponta Delgada”.
- NT 55/2004 “Inspeção ao pavimento da garagem da oficina do novo quartel dos Bombeiros Voluntários de Ponta Delgada”.
- NT 56/2004 “Inspeção técnica à moradia de Paulo Jorge Moniz Cabral, Pico da Pedra, Ribeira Grande”.
- NT 79/2004 “Parecer sobre as condições de serviço de um pontão na ER1-2ª, entre as lajes e Ribeira da Cruz, Ilha das Flores”.
- Rel. 40/2004 “Inspeção da patologia na moradia de Hanns-Peter Strauss”.
- NT 2/2005 “Parecer sobre a proposta de ordenamento do território no âmbito do projeto “Velhos Guetos, Novas Centralidades” a implementar em Rabo de Peixe”.
- NT 24/2005 “Inspeção técnica às escolas Luísa Constantino e D. Paulo José Tavares”.
- NT 27/2005 “Inspeção técnica ao edifício do arquivo da Paróquia dos Ginetes”.
- NT 31/2005 “Inspeção técnica à estruturas da cobertura da fábrica da Formageries Bel, Ribeira Grande.”
- NT 37/2005 “Parecer sobre a transferência do arquivo geral da Secretaria Geral da Presidência do Governo Regional para o espaço disponibilizado no antigo quartel dos Bombeiros Voluntários de Ponta Delgada”.
- NT 38/2005 “Inspeção técnica ao edifício da Câmara Municipal da Ribeira Grande, sito à Rua da Praça, nº 7 e 9, Matriz, Ribeira Grande”.
- NT 47/2005 “Inspeção técnica à escola EBI/S das Lajes do Pico”.

- NT 51/2005 “Inspeção técnica ao edifício da Provisé, Lda, na Estrada da Ribeira Grande”.
- NT 52/2005 “Inspeção técnica à moradia do Dr. João Leal, S. Mateus, Ilha Terceira”.
- NT 55/2005 “Inspeção técnica à moradia de Rui Filipe Machado, Arrifes, Ponta Delgada”.
- NT 59/2005 “Inspeção técnica às moradias sitas à Canada das Pedras, nº 7 e 9, Lomba do Botão, Povoação”.
- NT 60/2005 “Parecer sobre o projeto de estabilidade das Infraestruturas do Parque Séc. XXI”.
- NT 62/2005 “Inspeção técnica aos pilares do piso 02 do edifício do Centro Comercial Solmar”.
- NT 64/2005 “Inspeção técnica ao anexo mecânico da sala das máquinas da central Belo-Jardim, Praia da Vitória”.
- NT 71/2005 “Inspeção técnica à moradia sita ao Lugar da Praia, nº 21, Vila Franca do Campo”.
- NT 72/2005 “Inspeção técnica à moradia sita à Av. Hermano Feijó, nº 36, Livramento, Ponta Delgada”.
- NT 2/2006 “Nova inspeção técnica à moradia de Rui Filipe Machado, Arrifes, Ponta Delgada”.
- NT 3/2006 “Inspeção técnica às coberturas do Palácio da Conceição, Palácio de Santana e Igreja N<sup>a</sup> Senhora do Carmo, Ponta Delgada”.
- NT 15/2006 “Parecer sobre a utilização como arquivo do antigo quartel dos Bombeiros Voluntários da Ribeira Grande”.
- NT 27/2006 “Inspeção técnica à cobertura do museu Carlos Machado, Ponta Delgada”.
- NT 29/2006 “Parecer sobre um movimento de massa ocorrido junto às instalações da Lotação nos Mosteiros”.
- NT 33/2006 “Inspeção técnica ao imóvel sito à Rua Machado dos Santos, nº 96, Ponta Delgada”.

- NT 39/2006 “Inspeção técnica a um troço do muro de proteção marítima da Rua Fontes Pereira de Melo, freguesia da Praia, Ilha Graciosa”.
- NT 40/2006 “Inspeção técnica à ponte da Rua Ponte Nova, Matriz, Ribeira Grande”.
- NT 44/2006 “Inspeção técnica à igreja dos Flamengos, Ilha do Faial”.
- NT 48/2006 “Inspeção técnica à moradia sita à Rua do Brum, nº 18, Ponta Delgada”.
- NT 50/2006 “Inspeção técnica à rede de esgotos da moradia do Dr. Nuno Nunes, sita à Caloura, freguesia de Água de Pau”.
- NT 54/2006 “Inspeção técnica ao Terceira-Mar Hotel, Ilha Terceira”.
- NT 64/2006 “Inspeção técnica à moradia de Duarte Pestana Mota, Livramento, Ponta Delgada”.
- NT 68/2006 “Inspeção técnica a um muro de suporte do Palácio de Santa Catarina, Ponta Delgada”.
- NT 71/2006 “Inspeção técnica à moradia de Ursula Koehler, rua das Barracas, nº 7, Furnas”.
- NT 81/2006 “Inspeção técnica à moradia de Nicolas Heathcote, sita à Rua da Portela, nº 43, Caloura, Água de Pau”.
- NT 84/2006 “Vistoria à moradia sita à rua Padre José Jacinto Botelho, nº 60, Furnas”.
- NT 85/2006 “Parecer sobre a estruturas dos logradouros das moradias do lado nascente da rua Manuel Jacinto da Ponte, Maia, Ribeira Grande”.
- NT 86/2006 “Parecer sobre o talude subjacente à casa do Avito Lima Melo, sito ao Lugar da Comissão, Povoação”.
- NT 87/2006 “Inspeção técnica à igreja da Lomba da Maia, Ribeira Grande”.
- Rel. 21/2006 “Atualização do custo da mão-de-obra do LREC ”.
- NT 1/2007 “Controlo de uma fissura na moradia de Carlos Teixeira da Silva, sita ao Pico da Celada, Ribeira Grande”.
- NT 3/2007 “Inspeção técnica ao edifício sito à rua Marquês da Praia e Monforte, Matriz, Ponta Delgada”.

- NT 5/2007 “Inspeção técnica à moradia de Minervina Azevedo, sita à rua da Juventude, nº 9, Santana, Rabo de Peixe”.
- NT 6/2007 “Parecer sobre a segurança de um talude sobranceiro à casa nº 23 da Rua das Terças, Santo António Além Capelas”.
- NT 15/2007 “Inspeção técnica à igreja N<sup>a</sup> Senhora da Graça, Faial da Terra”.
- NT 20/2007 “Inspeção técnica aos muros de suporte da Ermida da Mãe de Deus, Ribeira Grande”.
- NT 24/2007 “Inspeção técnica à cobertura do edifício da Academia das Artes dos Açores”.
- NT 25/2007 “Vistoria ao talude entre a Ribeira das Fontes e o caminho que liga S. Brás ao Lugar do Cachinho, Porto Formoso”.
- NT 30/2007 “Inspeção técnica ao Tribunal do Trabalho de Ponta Delgada”.
- NT 32/2007 “Vistoria à moradia sita à Travessa Trás os Mosteiros, nº 40, Matriz, Ribeira Grande”.
- NT 33/2007 “Parecer sobre o talude sobrejacente à Poça da Beija, Furnas”.
- NT 34/2007 “Parecer sobre a estabilização de um talude de escavação na ER1-1<sup>a</sup>, Furnas-Povoação”.
- NT 36/2007 “Parecer sobre a ampliação do loteamento sito à rua Maria dos Anjos Amaral, Água de Pau”.
- NT 37/2007 “Parecer sobre a solução adotada para estabilizar uns taludes num loteamento na Calheta, ilha de S. Jorge”.
- NT 39/2007 “Inspeção técnica à igreja de Nossa senhora da Graça, Porto Formoso”.
- NT 45/2007 “Parecer sobre um deslizamento de terras na península da Ladeira da Velha, Porto Formoso”.
- NT 47/2007 “Parecer sobre a segurança do edificado na orla costeira a poente da foz da Ribeira Grande”.
- NT 49/2007 “Inspeção técnica à ponte da estrada de S. Pedro, Ribeira dos Calços, Maia, Ribeira Grande”.
- NT 56/2007 “Inspeção técnica à moradia de Luís Oliveira Silva, S. Brás, Ribeira Grande”.

- NT 59/2007 “Parecer sobre a intervenção a adotar nos taludes do caminho de acesso à Fajã das Almas, S. Jorge”.
- NT 60/2007 “Parecer sobre o acidente ocorrido num troço do canal da Ribeira do Poiso dos Pombos, Povoação”.
- NT 62/2007 “Parecer sobre a avaliação da segurança da laje do sótão do edifício sito à rua Dr. Bruno Tavares Carreiro, nº 77, Ponta Delgada”.
- NT 65/2007 “Vistoria ao caminho de acesso à Fajã de S. João, Ilha de S. Jorge”.
- Rel. 2/2007 “Perícia ao Procº 49/04.4TAPDL – Oficinas da Auto-Açoriana na rua da Pranchinha, Ponta Delgada”.
- Rel. 11/2007 “Análise da segurança estrutural do centro paroquial Pio XII, S. Pedro, Ponta Delgada”.
- NT 2/2008 “Inspeção técnica à igreja paroquial de São Pedro Nordestinho”.
- NT 3/2008 “Inspeção técnica à moradia de Laudalino Pacheco Silva, rua Padre João Botelho Couto, 33, Porto Formoso”.
- NT 4/2008 “Parecer sobre a estruturas da arriba costeira da baía do porto de pesca da Maia, Ribeira Grande”.
- NT 6/2008 “Parecer sobre o projeto de execução da empreitada de beneficiação de coberturas, pinturas decorativas e tratamento anti-térmitas na escola secundária Antero de Quental”.
- NT 8/2008 “Inspeção técnica ao aqueduto sito à Rua da Chã, freguesia da Lomba de S. Pedro”.
- NT 9/2008 “Parecer sobre o projeto da Consulmar relativo a uma intervenção integrada na baía do Porto Formoso”.
- NT 10/2008 “Caracterização geológica do terreno de fundação da ponte da Madeira Velha, Povoação”.
- NT 13/2008 “Inspeção técnica à moradia de João Moniz Medeiros, rua Padre João Paulo Viveiros, nº 2, Santa Bárbara, Ribeira Grande”.
- NT 14/2008 “Inspeção técnica à cobertura da Unidade 1 da casa de saúde de S. Miguel, rua São João de Deus, Fajã de Baixo”.
- NT 18/2008 “Inspeção técnica ao molhe do complexo marítimo da Piscina das Poças, Ribeira Grande”.

- NT 19/2008 “Inspeção técnica ao muro de proteção à propriedade de Agostinho Amaral, Grotta do Rosário, Santo António, Ponta Delgada”.
- NT 22/2008 “Parecer sobre o projeto da LEB para a cobertura da Unidade 1 da casa de saúde de São Miguel”.
- NT 23/2008 “Inspeção ao pavimento de madeira da igreja Nossa Senhora da Penha de França, Água Retorta”.
- NT 24/2008 “Parecer sobre o pavimento de um quarto da moradia de Manuel Francisco Aguiar, sita à ER1-1ª, nº 6, Ribeirinha, Ribeira Grande”.
- NT 27/2008 “Parecer sobre a patologia do pavimento do armazém da EAD, SA, sito à rua 6, nº 9, Pico de Água Park, Pico da Pedra”.
- NT 29/2008 “Parecer sobre a estruturas da arriba junto ao porto da Vila Nova, Praia da Vitória”.
- NT 30/2008 “Parecer sobre a segurança de uma moradia sita à rua do Porto, nº 32, Porto Judeu, ilha Terceira”.
- NT 39/2008 “Inspeção técnica ao Hotel Royal Garden, Ponta Delgada”.
- NT 41/2008 “Parecer sobre a segurança de algumas moradias na 2ª Rua de Santa Clara, Ponta Delgada”.
- NT 45/2008 “Derrocada na Canada das Arrudas, Cabouco, Lagoa”.
- NT 46/2008 “Peritagem à patologia dos vidros das moradias do loteamento da Canada do Monte, Fajã de Baixo, Ponta Delgada”.
- NT 49/2008 “Inspeção técnica ao muro de suporte entre o edifício da Associação de Tiro de Ponta Delgada e a Pista de Atletismo do Complexo Desportivo do Lajedo, Ponta Delgada”.
- NT 50/2008 “Pousadas da Juventude dos Açores – Inspeção técnica aos edifícios da futura Pousada da Juventude de Santa Maria”.
- NT 51/2008 “Inspeção técnica à muralha leste do Forte de São Sebastião, Angra do Heroísmo”.
- NT 53/2008 “Parecer sobre a ampliação de uma oficina mecânica, Rua do Estrela, Ribeira Grande”.
- Rel. 11/2008 “Perícia ao Procº 125/06.9PEPDL-B – Parque subterrâneo São João, Matriz, Ponta Delgada”.

- NT 2/2009 “Parecer sobre a segurança estrutural da moradia sita à Rua do Capitão, nº 14A, S. Roque, Ponta Delgada”.
- NT 4/2009 “Parecer sobre a estruturas do teto da Furna d’Água, Ilha Terceira”.
- NT 6/2009 “Parecer sobre a segurança do projeto de construção de uma moradia, sita à Rua da Ribeira Seca, nº 28, Porto Formoso, Ribeira Grande”.
- NT 9/2009 “Inspeção técnica à laje de betão armado da Unidade 1 da Casa de Saúde de S. Miguel, Fajã de Baixo, para o Instituto S. João de Deus”.
- NT 14/2009, “Inspeção técnica ao corpo do edifício de recauchutagem do edifício da empresa Pneus de S. Miguel, sito à Rua da Pranchinha, Ponta Delgada”.
- NT 21/2009, “Parecer sobre as condições de estruturas de um talude sito ao Caminho Velho do Pico da Pedra, São Roque”.
- NT 22, “Vistoria ao troço da ER1-1ª entre os Km 47 e 49 – Praia do Almojarife – Ilha do Faial”.
- NT 25, “Extração e ensaio de carotes de betão da laje de pavimento de um armazém na Vinha Brava, Ilha Terceira”.
- Rel. 27/2009, “Prumos metálicos na cofragem horizontal. Regras gerais de segurança”.
- NT 35/2009 “Parecer sobre eventuais locais para depósito de aterro – SCUT Nordeste”.
- NT 36/2009 “Parecer sobre a estruturas do edifício sito à Rua Margarida Chaves, nº 103, Ponta Delgada”.
- NT 38/2009 “Parecer sobre a estruturas da intervenção para consolidação da vertente da Ribeira dos Ferreiros após a ampliação da moradia nº 38 da Rua dos Ferreiros – Água de Pau”.
- NT 48/2009 “Vistoria às pontes existentes nos percursos a utilizar pelas viaturas pesadas da empreitada de Requalificação e Reordenamento da Frente Marítima da cidade da Horta – 1ª Fase”.
- NT 50/2009 “ Vistoria à parede sul da cave da moradia de Helena Margarida Arruda Lima, sita à ER1-1ª, ponte da Ribeira da Praia, nº 77, Água d’Alto”.
- NT 60/2009 “Parecer sobre uma derrocada ocorrida junto ao acesso à praia de Porto Pim, ilha do Faial”.

- NT 61/2009 “Parecer sobre a estruturas da falésia na encosta sul do porto de Santa Iria, freguesia da Ribeirinha, Ribeira Grande”.
- NT 67/2009 “Vistoria ao edifício da Secretaria Regional do Ambiente e do Mar em Angra do Heroísmo”.
- NT 70/2009 “Inspeção técnica a um muro de suporte da Escola Básica e Integrada da Vila de Capelas”.
- NT 76/2009 “Parecer sobre a estruturas de um bloco de rocha num talude – Ilha das Flores”.
- NT 85/2009 “Vistoria à Ponte da Ribeira Grande, freguesia das Quatro Ribeiras”.
- Rel. 37/2009 “Relatório de análise das propostas para a reabilitação de pinturas do LREC”.
- Rel. 42/2009 “Relatório Preliminar de análise das propostas para aquisição da sonda geotécnica”.
- Rel. 46/2009 “Relatório Final de análise das propostas para aquisição da sonda geotécnica”.
- Rel.60/2009 “Cofragem de estruturas de betão armado de edifícios. Regras de segurança”.
- NT 5/2010 “Vistoria à Ponte Nova da Ribeira Seca, freguesia das Quatro Ribeiras”.
- NT 6/2010 “Inspeção Técnica ao aqueduto da Ribeira Pequena, freguesia das Quatro Ribeiras”.
- NT 9/2010 “Inspeção técnica ao Pavilhão Desportivo da Fonte do Bastardo, Praia da Vitória”.
- NT16/2010 “Inspeção técnica à escola EB/JI São José, concelho de Ponta Delgada”.
- NT 18/2010 “Parecer sobre uns deslizamentos ocorridos na escarpa sobranceira ao porto da Caloura”.
- NT 23/2010 “Parecer sobre a segurança do talude sobranceiro ao Lugar da Praia, freguesia de Água d’Alto, Vila franca do Campo”.
- NT26/2010 “Parecer sobre a ocorrência de alguns movimentos de massa na zona da Maia, freguesia de Santo Espírito, ilha de Santa Maria”.

- NT 41/2010 “ Inspeção técnica ao edifício sito ao Largo 2 de Março, nº 26, Ponta Delgada”.
- NT 43/2010 “Inspeção técnica ao logradouro da moradia sita à Rua Trinta Reis, nº 26, freguesia de Água d’Alto, Vila Franca do Campo”.
- NT 46/2010 “Vistoria à igreja Paroquial Nossa Senhora Mãe de Deus, Povoação”.
- NT 51/2010 “Parecer sobre dois deslizamentos ocorridos nas Estradas Regionais da ilha do Faial”.
- NT 65/2010 “Inspeção técnica à moradia sita à E.R.1-1ª, freguesia de Feteiras, Ponta Delgada”.
- NT 69/2010 “Vistoria a uma parede do edifício da Higiaçores, sito aos Portões Vermelhos, Lagoa”.
- NT 70/2010 “Inspeção técnica ao edifício sito à Rua de Lisboa, nº 12H, freguesia de S. José”.
- NT 71/2010 “Vistoria à cobertura do edifício da Delegação Regional do Ministério da Justiça, Rua Dr. Armando Narciso, nº 7, Ponta Delgada”.
- NT 73/2010 “Parecer sobre a execução de um aterro na Ribeira das Barreiras – Viaduto V5 (Ribeira Chã)”.
- NT 78/2010 “Parecer sobre a corrosão em pilares da sub-cave do condomínio do edifício Solmar, sito à rua Dr. José Bruno Tavares Carreiro, nº 6, Ponta Delgada”.
- NT 88/2010 “Inspeção técnica à ponte da Ribeira das Tainhas, Vila Franca do Campo”.
- NT 90/2010 “Inspeção técnica à cobertura da igreja Nossa Senhora de Fátima, Lomba do Botão, concelho de Povoação”.
- NT 91/2010 “Parecer sobre a segurança da moradia nº 22 na Rua do Pico, Feteiras, Ponta Delgada”
- Rel. 31/2010 “Juntas de Pavimentos Industriais de Betão Simples”.
- REL 99/2010 “Relatório das atividades desenvolvidas pela DSEMC no 4º Trimestre de 2010”.
- NT 1/2011 “Inspeção técnica ao aluimento de terras no Parque Século XXI, freguesia de S. Pedro, Ponta Delgada”.

- NT 4/2011 “Inspeção técnica às pontes sobre a Ribeira Grande e a Ribeira dos Ferreiros, Fajâzinha, Ilha das Flores, Dezembro de 2010”.
- NT 5/2011 “Parecer sobre algumas situações decorrentes de movimentos de massa na Fajâzinha, ilha das Flores, Dezembro de 2010”.
- NT 7/2011 “Parecer sobre algumas situações decorrentes de movimentos de massa no Lajedo, Ilha das Flores, em Dezembro de 2010”.
- NT 8/2011 “Parecer sobre a ampliação de uma moradia na Rua dos Ferreiros, nº 20, Água de Pau”.
- NT 9/2011 “Parecer sobre um talude no Caminho da Correia, Ribeira Chã”.
- NT 21/2011 “Parecer sobre a Intervenção para a reparação dos danos verificados no Parque Séc. XXI”.
- NT 22/2011 “Parecer sobre um assentamento do passeio junto à Ribeira Quente (Povoação)”.
- NT 24/2011 “Inspeção técnica ao Jardim de Infância do Convento da Esperança”.
- NT 31/2011 “Inspeção técnica à cobertura da Igreja de Nossa Senhora da Penha de França, Água Retorta, Povoação”.
- NT 32/2011 “Inspeção técnica à moradia da Sra. Paula Cristina Costa Frias Tavares, sita à Rua José Vicente, nº 14, freguesia de Santo António, Ponta Delgada”.
- NT 39/2011 “Inspeção técnica à Fundição da Calheta, freguesia de S. Pedro, Ponta Delgada”.
- NT 46/2011 “Parecer sobre um talude sobranceiro à E.R. (entre os km 67 e 68) nas Lajes do Pico”.
- NT 50/2011 “Parecer sobre um aterro construído na Grotta do Espigão – Lugar da Feteira Pequena, concelho de Nordeste”.
- NT 51/2011 “Parecer sobre a intervenção a adotar na E.R. de acesso à Fajâzinha – Ilha das Flores”.
- NT 58/2011 “Parecer sobre a situação de instabilidade observada no talude sobranceiro ao edifício da Lotaçor na freguesia dos Mosteiros”.
- NT 59/2011 “Parecer sobre a estabilidade do talude sobranceiro ao ramal de acesso aos Mosteiros na zona da Rocha dos Cantos”.

- NT 76/2011 “Inspeção técnica a um muro divisório da propriedade do Sr. Jorge Stone, sita à Rua do Poço, nº 80B, São Vicente Ferreira, Ponta Delgada”.
- NT 96/2011 “Vistoria ao pavimento exterior adjacente ao pavilhão e à piscina do Complexo Desportivo das Laranjeiras”.
- NT 97/2011 “Inspeção técnica ao pontão da Ribeira Funda, sito à E.R.2-2ª, concelho da Calheta, ilha de S. Jorge”.
- NT 100/2011 “Inspeção Técnica à ponte da Fajã dos Vimes, concelho da Calheta, ilha de S. Jorge.”
- NT 104/2011 “Inspeção Técnica à ponte da Ribeira Seca do Calhau, concelho da Calheta, ilha de S. Jorge”.
- NT 104/2011 “Inspeção Técnica à ponte da Fajã de S. João, concelho da Calheta, ilha de S. Jorge”.
- NT 107/2011 “Movimentos de massa no caminho de acesso à Fajã dos Vimes, S. Jorge”.
- REL 33/2011 “Relatório das atividades desenvolvidas pela DSEMC no 1º Trimestre de 2011”.
- REL 54/2011 “Relatório das atividades desenvolvidas pela DSEMC no 2º Trimestre de 2011”.
- Rel. 62/2011 “Controlo de fissuras não-estruturais de betão armado”
- REL 86/2011 “Relatório das atividades desenvolvidas pela DSEMC no 3º Trimestre de 2011”.
- Rel. 93/2011 “Parecer técnico no âmbito do Procº 108/09.7TBPD”. (Torre metálica e colunas de som nas Portas do Mar).
- REL 118/2011 “Relatório das atividades desenvolvidas pela DSEMC no 1º Trimestre de 2011”.

**Outros trabalhos desenvolvidos:**

- Júri do procedimento concursal comum de recrutamento de um técnico superior, área de engenharia civil (ramo de estruturas) para o LREC.
- Júri do procedimento concursal comum de recrutamento de um técnico superior, área de geologia/engenharia geotécnica para o LREC.

- Júri do procedimento concursal comum de recrutamento de um assistente técnico para o LREC.
- Júri do procedimento concursal comum de recrutamento de Diretor de Serviços de Equipamento, da Direção Regional de Estradas e Transportes Terrestres.
- Júri do procedimento concursal comum de recrutamento de um Diretor de Serviços Técnicos e de Manutenção para a Universidade dos Açores.
- Realização de um ensaio da estrutura POREXP na parede reação com a presença do Eng<sup>o</sup> Campos Costa, do LNEC.
- Supervisão e acompanhamento dos ensaios de carga realizados na Nova Biblioteca e Arquivo Regional de Angra do Heroísmo.
- Organização e coordenação do Encontro sobre “Sistemas de Cofragens de Lajes de Betão Armado”. LREC, Outubro de 2009.
- Organização e Coordenação do Seminário sobre os “Eurocódigos Estruturais – Início da sua aplicação em Portugal”, LREC/LNEC 2010.
- Coordenação do grupo de trabalho que atualizou os preços dos ensaios realizados pelo LREC (2011).
- Reabilitação dos trabalhos e dos equipamentos de ensaio e informáticos do Laboratório de Sísmica.
- Apoio técnico à SRCTE e à SRSST após o movimento de massa que ocorreu em 3 de Dezembro de 2010 na Fajãzinha na Ilha das Flores.
- Análise dos elementos propostos para o índice provisório de equipamentos – Trabalho realizado para o representante da Região Autónoma dos Açores na Comissão de Índices e Fórmulas de Empreitadas.
- Elaboração do processo de concurso público para a aquisição de uma nova sonda geotécnica.
- Elaboração do processo de consulta para reparação da sonda geotécnica Mustang.
- Elaboração do processo de consulta para empreitada de pinturas no edifício do LREC.
- Análise das propostas da empreitada de reabilitação de pinturas no edifício do LREC.

- Análise da proposta e adjudicação da reparação geral da sonda geotécnica ATLAS COPCO A32C.
- Consulta e adjudicação dos trabalhos de reabilitação de um teto do laboratório de sísmica.
- Vistoria ao edifício da Delegação Regional da Direção Geral de Integração Social.
- Levantamento dos danos causados pelo temporal que assolou as freguesias de Aigualva e Quatro Ribeiras no dia 15 de Dezembro de 2009.
- Apoio técnico para a execução dos trabalhos de consolidação das fundações dos encontros da Ponte da Ribeira Grande, freguesia das Quatro Ribeiras .
- Vistoria às pontes do Nordeste após o temporal de 1.3.2010.
- Vistoria à derrocada do talude sobre o porto da Caloura após o temporal de 1.3.2009.
- Vistoria às derrocadas dos taludes adjacentes ao Lugar da Praia, Vila Franca do Campo de após o temporal de 1.3.2009.
- Vistoria às pontes e taludes após o temporal de Outubro de 2011.
- Análise das propostas para o fornecimento e montagem de uma unidade de climatização para o auditório do LREC.
- Inspeção à cobertura de madeira das cavalariças do Palácio de Santana.
- Inspeção à estruturas de madeira do coro alto da igreja de N<sup>a</sup> Senhora da Conceição.
- Parecer sobre a solução estrutural do Projeto e Construção da Via Marginal de Ligação de Santa Clara à Relva – 2<sup>a</sup> Fase.
- Elaboração de uma proposta para a monitorização da gruta da Furna de Água, Terceira, para a Tecnovia-Açores.
- Contacto, análise e adjudicação da proposta para aquisição do software SAP2000.
- Contacto, análise e adjudicação da proposta para aquisição de um equipamento para deteção de armaduras embebidas em betão.
- Vistoria às fendas existentes no túnel de cabos do edifício da Portugal Telecom em Ponta Delgada.

- Vistoria às lajes e vigas do Data Center do edifício da Portugal Telecom em Ponta Delgada.
- Acompanhamento da Delegação da Agência Nacional de Acreditação do Ensino Superior na visita ao LREC.

#### **Peritagens para os Tribunais:**

- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 767/08.8TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 1387/08.2TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc.<sup>o</sup> 673/08.6TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 182/08.3TBVFC.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 85/06.6PGPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 2461/05.2TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 1748/07.4TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 2491/06.7TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 889/07.2TBPDL.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 138/08.6TBVFC.
- Peritagem no âmbito do Proc<sup>o</sup> 108/09.7TBPDL.

#### **2001-2003 – CÂMARA MUNICIPAL DE LAGOA-AÇORES**

De 1 de Fevereiro a 18 de Março de 2001 exerceu as funções de engenheiro (área de construção civil), categoria de **Assessor Principal**, do quadro de pessoal na Câmara Municipal de Lagoa (Açores).

Trabalho desenvolvido: Coordenação da Secção Técnica: obras públicas, obras particulares, gabinete técnico, gabinete de candidaturas ao PRODESA e PEDRAA, urbanismo e serviços urbanos.

**Chefe de Divisão de Obras, Urbanismo e Serviços Urbanos** a partir de 19 de Março de, tendo a seu cargo toda a área técnica da autarquia que compreendia: obras públicas, obras particulares, gabinete técnico (arquitetura, engenharia, geografia, desenho, fiscais técnicos e municipais), gabinete de candidaturas ao PRODESA e PEDRAA, urbanismo, serviços urbanos, fiscalização de empreitadas, preparação de concursos de obras e de prestação de serviços, avaliações de candidaturas ao PROCOM, medições, orçamentos, trânsito, recolha de resíduos sólidos, parque de máquinas, piscinas, equipamento urbano, etc.

### **2001/99 – CÂMARA MUNICIPAL DA RIBEIRA GRANDE (5 de Novembro)**

Nomeado, em 5 de Novembro de 1999, por urgente conveniência de serviço, para exercer as funções de engenheiro (área de construção civil), categoria de **Assessor Principal**, do quadro de pessoal da Câmara Municipal da Ribeira Grande. A seu pedido, em 1 de Fevereiro de 2001 transferiu-se para a Câmara Municipal de Lagoa (Açores).

#### **Fiscalização de obras:**

- Empreitada de Remodelação das Antigas Masmorras da Cidade da Ribeira Grande
- Empreitada de Construção de 16 Habitações Unifamiliares no Loteamento de S. Luzia
- Empreitada de Construção do Pontão das Gramas
- Empreitada de Construção dos Muros de Suporte da Ribeira das Gramas
- Empreitada de Construção do Parque de Estacionamento da Rua do Passal
- Empreitada de Pavimentação do Parque de Estacionamento Adjacente ao Estádio Municipal da Ribeira Grande.
- Empreitada de Construção do Jardim de Infância e Biblioteca Pública da Maia
- Empreitada de Construção de um Reservatório de 1 x 1000 m<sup>3</sup> nos Barreiros/Maia
- Empreitada de Construção de um Reservatório de 1 x 1000 m<sup>3</sup> nos Alminhas/Rabo de Peixe

- Empreitada de Construção de um Reservatório de 2 x 1000 m3 no Pico Vermelho
- Empreitada de Construção da Adutora de Ligação da Adutora de Rabo de Peixe à Adutora do Pico da Pedra
- Empreitada de Construção da Rede de Saneamento da Rua Nova na Ribeirinha

#### **Direção de Projetos:**

- Projeto de Proteção e Valorização da Orla Marítima Adjacente à Piscina das Poças na Cidade da Ribeira Grande
- Projeto das Redes de Abastecimento de Água, de Esgotos Domésticos e Residuais e Pavimentação da Freguesia da Maia
- Projeto das Redes de Abastecimento de Água, de Esgotos Domésticos e Residuais e Pavimentação da Freguesia de S. Brás
- Projeto de Remodelação e Ampliação da Escola da Lomba de S. Pedro
- Projeto de Remodelação e Ampliação da Escola da Lombinha da Maia
- Projeto de Remodelação e Ampliação da Escola da Ribeira Funda
- Projeto de Remodelação e Ampliação da Escola de S. Brás
- Projeto de Remodelação e Ampliação da Escola de S. Bárbara
- Projeto de Remodelação e Ampliação da Escola da Ribeira Seca

#### **Outros trabalhos desenvolvidos:**

- Nomeado para representar a Câmara Municipal da Ribeira Grande na Comissão de Acompanhamento da Elaboração do Plano da Orla Costeira do troço compreendido entre Calhetas e Lomba de S. Pedro;
- Parecer sobre projetos de especialidades de obras particulares;
- Elaboração de anúncios, convites, programas de concurso e cadernos de encargos de empreitadas e aquisição de bens e serviços;
- Participação em comissões de abertura, avaliação e análise de propostas de empreitadas e aquisição de bens e serviços;
- Avaliações;

- Vistoria a obras particulares, restaurantes e bares.

### **1999 – CÂMARA MUNICIPAL DA RIBEIRA GRANDE (4 de Maio a 4 de Novembro)**

Assistência técnica permanente na Divisão de Águas e Serviços Urbanos.

### **2001/99 – CÂMARA MUNICIPAL DE VILA DO PORTO**

Assistência técnica na área de engenharia civil, abrangendo as seguintes atividades:

- Fiscalização de obras da Câmara Municipal de Vila do Porto: por empreitada ou por administração direta;
- Pareceres técnicos nas especialidades de estruturas de betão armado e saneamento, redes de águas e esgotos, públicos e domésticos ou particulares, drenagem de águas pluviais em arruamentos, adução e distribuição de água, loteamentos urbanos, sobre projetos de obras promovidas pela Câmara Municipal ou por particulares e sujeitos a licenciamento municipal;
- Pareceres técnicos sobre propostas de terceiros para a adjudicação de obras e materiais promovidas pela Câmara;
- Vistorias para a concessão de licenças de utilização de edifícios;
- Elaboração de formulários de candidaturas de obras da Câmara aos Programas Comunitários e Financiamento da cooperação direta e indireta entre a Administração Regional e a Administração Local e elaboração de relatórios;
- Pareceres técnicos sobre casos diversos de aplicabilidade do Regulamento Geral das Edificações Urbanas;
- Elaboração de processos de concurso e cadernos de encargos relativos a empreitadas e aquisição de bens.

### **1999/92 -JOÃO VIEIRA E FILHOS, LDA**

Consultor técnico das seguintes empreitadas:

- Central de Pré-fabricados  
Cliente: VIEIRAS, LDA
  - Dois Armazéns de Apoio à Central de Pré-fabricados  
Cliente: VIEIRAS, LDA
- Edifício de Escritórios e Estabelecimentos Comerciais (Rua El-Rei D. Carlos I)  
Cliente: Imobiliária Gaspar Frutuoso
- Moradia de dois pisos na Rua dos Apóstolos  
Cliente: Celina Medeiros Paulo
- Moradias de dois pisos no Loteamento da Rua dos Apóstolos  
Cliente: Maria Fátima de Botelho
- Armazém de Parqueamento da Central de Pré-fabricados  
Cliente: VIEIRAS, LDA
- Remodelação dos Armazéns de Apoio e Adaptação do Parque de Estacionamento da Fábrica da Lacto Açoriana  
Cliente: Lacto Açoriana
- Doze Habitações no Bairro D. Amélia - Cabouco  
Cliente: Câmara Municipal de Lagoa
- Edifício Polivalente do Cabouco  
Cliente: Câmara Municipal de Lagoa
- Onze moradias no Loteamento da Relvinha  
Cliente: Câmara Municipal de Lagoa
- Edifício de Escritórios e Estabelecimentos Comerciais (Rua Gonçalo Bezerra)  
Cliente: Imobiliária Gaspar Frutuoso
- Edifício dos Serviços Administrativos do Parque Industrial  
Cliente: Câmara Municipal da Ribeira Grande
- Remodelação da Escola dos Fors  
Cliente: Câmara Municipal da Ribeira Grande
- Remodelação da Escola de Porto Formoso

Cliente: Câmara Municipal da Ribeira Grande

- Remodelação da Escola de Rabo de Peixe

Cliente: Câmara Municipal da Ribeira Grande

- Adaptação do Salão do Sporting Clube Ideal para a Conservatória do Registo Predial

Cliente: Gabinete do Ministro da República dos Açores

- Vinte moradias (14T3 e 6T5) no Loteamento da Longueira em Santa Cruz

Cliente: Câmara Municipal de Lagoa

### **1999/98- EDIFICAÇÕES CAMPOS MARQUES & TEIXEIRA, LDA**

Consultor técnico das seguintes empreitadas:

- Armazém para serração de madeiras, carpintaria e escritórios com 50 x 20 m2

Cliente: Edificações Campos Marques & Teixeira, Lda

- Edifício de 3 pisos, com 9 apartamentos, na Rua 25 de Abril

Cliente: Edificações Campos Marques & Teixeira, Lda

- Construção de duas habitações (1T5 e 1T4) no Loteamento do Rosário

Cliente: Câmara Municipal de Lagoa

- Construção da nova sede do Clube Operário e Desportivo (Lagoa)

Cliente: Clube Operário e Desportivo

- Construção de três habitações no Loteamento da Rua do Pico das Canas

Cliente: Câmara Municipal de Ponta Delgada

- Construção de doze habitações no Loteamento do Caminho da Levada

Cliente: Câmara Municipal de Ponta Delgada

### **1998/96 - CONSULMAR-AÇORES**

- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Reformulação e Melhoramentos no Porto de Pesca de Rabo de Peixe.

- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Reformulação e Melhoramentos no Porto de Pesca da Ribeira Quente..
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Reformulação e Melhoramento da Avenida Marginal da Ribeira Quente – 1ª Fase.
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Construção da Ponte das Vacas na Ribeira dos Lagos - Povoação.
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Construção da Ponte da Mata do Felício na Ribeira dos Lagos - Povoação.
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Construção da Ponte do Buraco na Ribeira dos Lagos - Povoação.
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Reforço do Molhe Principal do Porto de Ponta Delgada.
- Projeto de Infraestruturas do Loteamento da Lombinha.
- Projeto de Infraestruturas dos Fogos T2, T3, T4 e T5 do Loteamento do Caminho da Levada.
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Reforço do Molhe de Vila do Porto em Santa Maria.
- Chefe da Fiscalização da Empreitada de Reparação do Molhe do Porto das Lajes das Flores e do Porto da Casa no Corvo.
- Chefe da Fiscalização do Reforço da Pista do Aeródromo do Corvo.
- Projeto de Infraestruturas dos Fogos T3 e T4 do Loteamento da Canada do Peixe Assado.
- Análise das Propostas da Empreitada de Construção do Porto de Recreio de Vila Franca do Campo.
- Análise das Propostas da Empreitada de Remodelação das Piscinas de Lagoa.
- Projeto de Execução e Processo de Concurso das Pontes das Vacas, da Mata do Felício e do Buraco sobre a Ribeira dos Lagos na Lomba do Botão. Povoação
- Análise das propostas para a Empreitada de Construção do Caminho Agrícola C.P.4 na Bacia Leiteira de Ponta Delgada.

**1996/88 - CONSULMAR, Projetistas e Consultores, Lda.**

- Projeto de estruturas do novo Quartel dos Bombeiros Voluntários de Ponta Delgada, na Rua de S. Gonçalo, em Ponta Delgada.

- Engenheiro Fiscal da equipa de fiscalização da Construção dos Acabamentos da 1ª Fase do Novo Centro de Produção de Ponta Delgada da Radiodifusão Portuguesa.
- Projeto de Reabilitação e Pavimentação da Canada do Rato e das Ruas do Vencimento e Dr. Oliveira San Bento na Ribeira Grande.
- Projeto de Infraestruturas do Loteamento da Maia.
- Projeto de Infraestruturas do Loteamento de Porto Formoso.
- Chefe da Fiscalização da Construção da Escola Secundária e Básica da Madalena, na Ilha do Pico.
- Chefe da Fiscalização da Construção do Novo Centro de Saúde de S. Roque, na Ilha do Pico.
- Orçamento, Caderno de Encargos e Processo de Concurso do Reforço do Molhe do Porto de Santa Maria.
- Projeto de Estruturas, de Águas e Esgotos do Posto de Abastecimento de Combustíveis Líquidos da Madalena do Pico.
- Medições, Orçamento, Caderno de Encargos e Processo de Concurso da Construção dos Pavimentos e Rede Elétrica do Porto de S. Roque.
- Chefe da Fiscalização da Construção da 2ª Fase do Abastecimento de Água à Ilha Terceira.
- Chefe da Fiscalização da Construção de Oito Caminhos Agrícolas da Bacia Leiteira do Paul, Ilha Terceira.
- Adjunto do Chefe de Projeto de Abastecimento de Água à Pecuária de S. Miguel - 1ª Parte - Bacia Leiteira de Ponta Delgada.
- Projeto de Construção e Beneficiação do Caminho Agrícola CP3 da Bacia Leiteira de Ponta Delgada, para o IROA.
- Projeto de Construção e Beneficiação do Caminho Agrícola CS9 da Bacia Leiteira de Ponta Delgada, para o IROA.
- Projeto de Construção e Beneficiação dos Caminhos Agrícolas CP2, CP5, CS7, CS16 e CS22 da Bacia Leiteira de Ponta Delgada, para o IROA.
- Projeto de Construção e Beneficiação dos Caminhos Agrícolas CP7, CS1, CS13, e CS17 da Bacia Leiteira de Ponta Delgada, para o IROA.
- Orçamento, Caderno de Encargos e Processo de Concurso da Aerogare Civil das Lajes na Ilha Terceira.
- Projeto de Estruturas, de Águas e Esgotos do Edifício Volvo em Ponta Delgada, para a empresa VARELA, Lda.
- Projeto de Estruturas, de Águas e Esgotos do Edifício da Centrovía em Ponta Delgada.

- Projeto de Estruturas, de Águas e Esgotos do Edifício da Centrovía na Ribeira Grande.
- Colaboração na elaboração do projeto do Porto de Recreio de Vila Franca do Campo.
- Engenheiro fiscal da equipa de fiscalização da Construção da Estruturas (1ª Fase) do Novo Centro de Produção de Ponta Delgada da Radiodifusão Portuguesa.
- Colaboração na elaboração do Projeto da Lota de S. Mateus.
- Projeto de Estruturas do Posto de Transformação do Porto de S. Roque na Ilha do Pico.
- Projeto de Estruturas da Casa do Marégrafo do Porto de Ponta Delgada.
- Projeto do Cais Acostável do Porto de S. Roque na Ilha do Pico.
- Estudo Prévio para Melhoramento das Instalações Portuárias de Porto Judeu.
- Estudo Prévio de um Novo Acesso ao Porto de Rabo do Peixe.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção da Piscina do Pesqueiro.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção do Edifício de Apoio ao Complexo Balnear de Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção das Piscinas do Complexo Balnear de Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção do Edifício do Clube Naval de Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção do Edifício de Apoio à Marina de Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção de um Quebra-Mar e uma Rampa-Varadouro na enseada da Calheta em Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção da Marina de Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção do Novo Acesso à ER1-1ª, a partir do Prolongamento da Avenida Marginal de Ponta Delgada.
- Engenheiro residente da equipa local de fiscalização da Construção do Prolongamento da Avenida Marginal de Ponta Delgada e respetiva Proteção Marítima.
- Colaboração na elaboração do Projeto de Construção do Prolongamento do Cais (-8.00m)ZH do Porto de Ponta Delgada.

- Engenheiro residente da equipa de fiscalização da Construção do Novo Parque de Estacionamento do Terminal de Carga do Aeroporto de Ponta Delgada.
- Chefe da Fiscalização das Obras de Construção do Novo Acesso Viário ao Aeroporto de Ponta Delgada.
- Chefe da Fiscalização das Obras de Prolongamento, Pavimentação e Iluminação da Pista do Aeroporto de Ponta Delgada.

### **1988 - NORMA-AÇORES**

Engenheiro residente da equipa local da fiscalização da Construção do Cais Comercial do Porto da Praia da Vitória.

### **1988/84 - SECRETARIA REGIONAL DO EQUIPAMENTO SOCIAL (AÇORES)**

#### **Projeto e direção de obras por administração direta:**

- Grande Reparação na ER1-1ª, entre Furnas e Povoação.
- Grande Reparação na ER1-1ª, entre Lagoa e Água de Pau.
- Construção da ER8-2ª, entre Várzea e Sete Cidades.
- Correção e Pavimentação do Ramal do Porto de Achada.
- Correção e Pavimentação da ER2-2ª, troço da Lomba do Alcaide.
- Construção do Pontão sobre a Ribeira do Arco.

#### **Fiscalização de empreitadas:**

- Pavimentação da ER-1ª entre Lagoa e Água de Pau.
- Construção da Ponte sobre a Ribeira do Espigão.
- Reconstrução do Muro da Ribeira do Guilherme.

### **1984 a 2001 - Profissão Liberal**

#### **Obras Particulares:**

- Elaboração de projetos de estruturas, águas e esgotos de moradias e edifícios.  
Nos edifícios destacam-se os seguintes projetos:

- Hotel "5\*", dispõe de 64 duplos, 5 suites, 18 unidades standard, restaurante, sala de congressos, piscina e jacuzzi, pertencente ao Sr. Luís Pimentel, em Vila do Porto, ilha de Santa Maria;
  - Dois edifícios de 3 pisos + cave, num total de 9 apartamentos e 3 espaços comerciais, pertencentes ao Sr. Fernando Cordeiro, na Rua Nova da Misericórdia, Ponta Delgada, Ilha de S. Miguel;
  - Dois edifícios de 4 pisos, num total de 20 apartamentos, pertencentes à empresa João Vieira e Filhos, Lda, na Rua dos Foros, Ribeira Grande, Ilha de S. Miguel;
  - Edifício de 3 pisos, num total de 4 apartamentos e 2 espaços comerciais, pertencente ao Sr. Eduardo Vieira, na Rua Gonçalo Bezerra, Ribeira Grande, Ilha de S. Miguel;
  - Três edifícios de 4 pisos + cave, num total de 8 apartamentos, pertencentes à empresa Edificações Campos Marques e Teixeira, Lda, na Rua Eng<sup>o</sup> Deodato Magalhães, Ponta Delgada, Ilha de S. Miguel;
  - Um edifício de 5 pisos + cave, num total de 10 apartamentos, pertencente à empresa Edificações Campos Marques e Teixeira, Lda, na Rua Eng<sup>o</sup> Deodato Magalhães, Ponta Delgada, Ilha de S. Miguel;
  - Dois edifícios de 3 pisos + cave, num total de 18 apartamentos, pertencentes à empresa Edificações Campos Marques e Teixeira, Lda, na Rua Rodrigo Rodrigues, Ponta Delgada, Ilha de S. Miguel;
  - Dois edifícios de 3 pisos, num total de 12 apartamentos, pertencentes à empresa Edificações Campos Marques e Teixeira, Lda, na Rua Dr. Francisco Espínola Mendonça, Rodrigo Rodrigues, Ponta Delgada, Ilha de S. Miguel;
  - Um edifício de 3 pisos, num total de 5 apartamentos, pertencente à empresa Edificações Campos Marques e Teixeira, Lda, na Rua das Alminhas, Lagoa, Ilha de S. Miguel;
  - Dois edifícios de 3 pisos + cave, num total de 8 apartamentos e 4 espaços comerciais, pertencente ao Sr. Germano Augusto Freitas da Costa, na Rua Infante D. Henrique, Lagoa, Ilha de S. Miguel.
- Elaboração de projetos de infraestruturas de loteamentos urbanos;
  - Elaboração de projetos de estradas e caminhos;
  - Elaboração de medições e orçamentos;

- Diretor técnico e fiscal de obras;

### **Obras Públicas:**

- Elaboração do projeto de estruturas da Remodelação e Ampliação da Escola Básica de Santa Bárbara, concelho da Ribeira Grande.
- Elaboração do projeto de estruturas da Remodelação e Ampliação da Escola Básica da Ribeira Funda, concelho da Ribeira Grande.
- Elaboração do projeto de estruturas da Remodelação e Ampliação da Escola Básica da Lomba de São Pedro, concelho da Ribeira Grande.
- Elaboração do projeto de estruturas da Remodelação e Ampliação da Escola Básica do Pico da Pedra, concelho da Ribeira Grande.
- Elaboração do projeto de estruturas da Remodelação e Ampliação da Escola Básica de São Brás, concelho da Ribeira Grande.
- Elaboração do projeto de reparação dos muros de suporte e correção do traçado da E.R. 1-2ª junto ao Miradouro das Velas, Ilha de S. Jorge.
- Elaboração de projetos de estruturas do muro de suporte no extradorso do lacete do ramal da E.R. 1-2ª de acesso à Fajã do Ouvidor, Ilha de S. Jorge.
- Elaboração do projeto de estabilização do talude de escavação situado no lado norte da variante à E.R. 1-2ª, entre Urzelina e Manadas, Ilha de S. Jorge.
- Elaboração do projeto de reparação e reabilitação do pontão da Ribeira das Manadas situado na E. R. 1-2ª, Manadas, Ilha de S. Jorge.
- Elaboração dos projetos de reparação e reabilitação dos pontões da E.R. 1-1ª, sítios aos Km 25.0, 25.4, 27.2, 36.2, 40.2, 40.6 e 41.7, Ilha do Faial;
- Elaboração do projeto de estruturas do muro de suporte da E.R. 2-2ª, entre a ponte e a igreja na freguesia dos Flamengos;
- Elaboração do projeto de adaptação do edifício escolar para utilização pela Casa do Povo de S. Bárbara, Ilha de S. Maria;
- Elaboração de projeto de infraestruturas do Loteamento de S. João de Deus, Ilha Terceira.
- Elaboração das medições, orçamento, anúncio, programa de concurso e caderno de encargos do projeto de arranjo paisagístico das caldeiras da Lagoa das Furnas;
- Elaboração do projeto de remodelação e ampliação do estaleiro da secção de obras da Câmara Municipal de Lagoa;
- Fiscalização da empreitada de conservação da escola primária de Água de Pau;

- Fiscalização da empreitada de grande reparação da escola primária da freguesia de Vila do Porto – 2ª Fase;
- Fiscalização da empreitada de construção da estação de tratamento de águas residuais (ETAR) da Praia Formosa, Ilha de S. Maria;
- Fiscalização da execução de valetas do caminho municipal entre a Praia Formosa e Fonte Jordão, Ilha de S. Maria;
- Fiscalização da pavimentação do caminho municipal entre a Praia Formosa e Fonte Jordão, Ilha de S. Maria;

Ponta Delgada, 17 de Setembro de 2012.

José Carlos da Conceição Oliveira