



UNIVERSIDADE DE ÉVORA

ESCOLA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA RURAL

Reforço sísmico de pilares de betão armado por encamisamento no contexto do EC8

Bruno Mateus Diniz

Orientação:

Doutor João Manuel Carvalho Estêvão

Mestrado em Engenharia Civil

Área de especialização: *Construção*

Dissertação

Évora, 2014

Esta dissertação não inclui as críticas e as sugestões feitas pelo júri

SUMÁRIO

O objetivo principal deste trabalho foi a realização de um estudo da viabilidade do reforço sísmico por intermédio do encamisamento das secções dos pilares de uma estrutura de betão armado, dimensionada de acordo com o RSAEP e o REBAP para o Algarve, de modo a ser atingido o nível de segurança previsto na regulamentação atual, neste caso, na NP EN 1998-1:2010, com os níveis de ductilidade previstos para as estruturas de ductilidade média (DCM), visando a caracterização das relações custo/benefícios dessas práticas de reforço.

Foram revistos os procedimentos adequados para o reforço sísmico de estruturas de betão armado por encamisamento, sendo que neste trabalho foram visadas duas possíveis soluções, são elas, o aumento das secções (encamisamento) e o acréscimo de paredes resistentes de betão armado.

Efetuuou-se também um estudo comparativo dos custos/benefícios para as soluções de reforço preconizadas, no contexto do agravamento da ação que consta na NP EN 1998-1:2010 para o Algarve.

ABSTRACT

The aim of this project is to investigate the viability of seismic reinforcement of concrete columns by using reinforced concrete jacketing designed according to the RSAEP and the REBAP. The Algarve region was chosen for this study with the objective of ensuring that all levels of safety regulations from the NP EN 1998-1:2010 could be met and the correct level of ductility provided for a concrete structure of medium ductility (DCM), whilst also aiming to characterize the cost/benefits for this type of structural reinforcement.

After reviewing various procedures for seismic reinforcement, two possible solutions were targeted in this project. The first being the column reinforcement by concrete jacketing and the second the addition of reinforced concrete shear walls.

A cost/benefit analysis was also carried out regarding the two possible solutions mentioned, in context with the aggravation of seismic action according with the NP EN 1998-1:2010 for the region of Algarve.

PALAVRAS-CHAVE

Encamisamento

Estrutura de betão armado

Pilares

Paredes Resistentes

Eurocódigo

Sismo

Capacity Design

Reforço

Regulamento

Keywords

Jacketing

Reinforced concrete structure

Columns

Shear walls

Eurocode

Earthquake

Capacity Design

Reinforcement

Regulation

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Professor João Estêvão pela sua disponibilidade em me receber sempre que necessário e pelo esclarecimento de dúvidas que surgiram no desenvolver deste trabalho, sendo ele para mim uma referência na área de engenharia sísmica em Portugal. Agradeço-lhe também por rever e corrigir a presente dissertação.

À Ana Filipa Guerreiro, ao Pedro Evangelista, ao André Tomás e ao António Moitinho, a quem dedico este trabalho, pelo apoio prestado a todos os níveis, e por estarem sempre a meu lado, tanto nos momentos de inspiração, como nos momentos de desânimo e frustração, ajudando-me com as suas sugestões, discussões e perguntas chave, permitindo que eu levasse esta tarefa a bom porto.

Aos meus pais, à minha irmã e amigos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho e pela paciência demonstrada às minhas faltas de tempo durante a elaboração deste trabalho.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1 -
1.1. Principais efeitos registados nas edificações em sismos recentes	2 -
1.1.1. Danos comuns em pilares de betão armado	4 -
1.1.2. Danos comuns em paredes resistentes de betão armado	8 -
1.1.3. Danos comuns em vigas de betão armado	9 -
1.1.4. Danos comuns nas ligações pilar-viga	10 -
1.2. Evolução da regulamentação	11 -
1.2.1. Níveis de Conhecimento	18 -
1.2.2. Fator de Confiança	19 -
1.2.3. Avaliação Sísmica	20 -
1.2.4. Variação da Ação	23 -
1.2.5. Alterações na legislação portuguesa	24 -
1.3. Estratégias e técnicas de reforço sísmico de edifícios	25 -
1.3.1. Estratégia de reforço 1 – Intervenção ao nível do sistema estrutural	28 -
1.3.2. Estratégia de reforço 2 – Intervenção ao nível dos elementos	31 -
2. REFORÇO SÍSMICO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO DE BETÃO ARMADO	34 -
2.1. Metodologia de execução do encamisamento de betão em pilares	36 -
2.2. Metodologia de cálculo do encamisamento de betão em pilares (DCM)	43 -
3. REFORÇO SÍSMICO POR ADIÇÃO DE PAREDES RESISTENTES DE BETÃO ARMADO	50 -
3.1. Ligação à estrutura existente	50 -
3.2. Fundação das novas paredes	52 -
4. CASO PRÁTICO	55 -
4.1. Descrição do edifício	55 -
4.2. Ações sobre a estrutura de acordo com RSAEEP e REBAP	56 -
4.2.1. Ações estáticas	56 -
4.2.2. Ações dinâmicas	57 -
4.3. Modelação estrutural	58 -
4.4. Dimensionamento da estrutura segundo RSAEEP e REBAP	59 -
4.4.1. Pressupostos	59 -
4.4.2. Dimensionamento dos elementos	59 -
4.4.2.1. Pilares	59 -
4.4.2.2. Vigas	60 -

4.5. Comparação com as exigências da NP EN 1998-1:2010.....	- 63 -
4.5.1. Verificação da capacidade resistente da estrutura às exigências da NP EN 1998-1:2010.....	- 64 -
4.5.2. Dimensionamento do encamisamento	- 66 -
4.5.2.1. Pormenorização do encamisamento	- 74 -
5. REFORÇO ESTRUTURAL POR ADIÇÃO DE PAREDES RESISTENTES DE BETÃO ARMADO.....	- 76 -
6. CUSTOS DAS ABORDAGENS DE REFORÇO	- 78 -
6.1. Orçamento do reforço por encamisamento dos pilares	- 78 -
6.2. Orçamento do reforço por adição de paredes de betão armado	- 79 -
7. CONCLUSÃO	- 81 -
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	- 83 -
9. ANEXOS	- 86 -
9.1. Anexo 1 – Tabelas de cálculo do momento resistente das vigas ligadas aos pilares	- 87 -
9.2. Anexo 2 – Tabelas de cálculo das armaduras de flexão do encamisamento	- 93 -
9.3. Anexo 3 – Tabelas de cálculo das armaduras de esforço transversal do encamisamento.....	- 109 -
9.4. Anexo 4 – Tabela de verificação dos limites de taxa total de armadura	- 125 -
9.5. Anexo 5 – Tabelas de verificação dos pontos (6)P e (7)P da NP EN1998-1:2010	- 126 -
9.6. Anexo 6 – Orçamento para o reforço sísmico de pilares por encamisamento de betão armado.....	- 130 -
9.7. Anexo 7 – Orçamento para o reforço sísmico por adição de paredes resistentes de betão armado.....	- 135 -

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Momentos fletores e esforços transversos num pilar sujeito à ação sísmica (Estêvão, 2012).....	- 5 -
Figura 1.2 - Danos comuns em pilares: (a) rotura por flexão; (b) rotura mista flexão-corte (Estêvão, 2012).....	- 6 -
Figura 1.3 - Modos de rotura em pilares curtos, com diferentes esquemas de armaduras transversais (Estêvão, 2012).....	- 7 -
Figura 1.4 - Danos comuns em paredes resistentes: (a) corte em juntas de betonagem; (b) corte em cruz; (c) danos devidos a flexão e compressão (Estêvão, 2012).....	- 9 -
Figura 1.5 - Danos comuns em vigas: (a) fissuras de flexão no vão; (b) fissuras de corte-flexão nos apoios; (c) fissuras de flexão nos apoios; (d) fissuras em apoios indiretos (Estêvão, 2012).....	- 10 -
Figura 1.6 - Rotura das ligações dos cantos: (a) ação sísmica da esquerda; (b) ação sísmica da direita; (c) ação cíclica (Estêvão, 2012).....	- 10 -
Figura 1.7 - Rotura das ligações exteriores em pisos intermédios: (a) ação sísmica da esquerda; (b) ação sísmica da direita; (c) ação cíclica (Estêvão, 2012).....	- 11 -
Figura 1.8 - Rotura das ligações com cruzamento de vigas e pilares: (a) ação sísmica da esquerda; (b) ação sísmica da direita; (c) ação cíclica (Estêvão, 2012).....	- 11 -
Figura 1.9 - Amplificação verificada nos espectros de resposta associados ao RSAEEP para Portimão: (a) Sismo próximo - tipo 1; (b) Sismo afastado - tipo 2 (Estêvão, 2012).....	- 15 -
Figura 1.10 - Amplificação observada nos espectros de resposta da NP EN 1998-1:2010, para edifícios correntes localizados em Portimão: (a) Sismo próximo - tipo 2; (b) Sismo afastado - tipo 1 (Estêvão, 2012).....	- 15 -
Figura 1.11 - Relação Momento-Curvatura para diferentes estratégias de reforço (Adaptado de Ghobarah, et al., 1998).....	- 26 -
Figura 1.12 - Exemplo de estrutura metálica de contenção (Alex Mead, http://ceephotos.karcor.com/cat/earthquake/).....	- 30 -
Figura 1.13 - Tipos de encamisamento: (a) encamisamento de betão armado; (b) encamisamento metálico; (c) encamisamento com fibras compósitas (Farmergroup.com).....	- 33 -
Figura 2.1 – (a) Impacto da execução de um encamisamento de betão armado na utilização de um edifício (Ahmet Sarisin, 2012) e (b) demolições necessárias para intervir num pilar (Farmergroup.com).....	- 36 -
Figura 2.2 - Esquemas de preparação das superfícies (Gomes e Appleton, 1997).....	- 37 -
Figura 2.3 - Ligação entre as armaduras longitudinais iniciais e de reforço (Adaptado de Fardis, 2009).....	- 39 -
Figura 2.4 - (a) agrupamento de armaduras longitudinais com cintagem de formato octogonal; (b) armadura longitudinal cintada a 45° (Adaptado de Fardis, 2009).....	- 40 -
Figura 2.5 - Encamisamento aberto: (a) inclusão das novas armaduras; (b) Adição de cintas por soldadura; (c) Ancoragem de armaduras (Adaptado de Fardis, 2009).....	- 40 -

Figura 2.6 - Espessura de encamisamento (Adaptado de Gomes e Appleton, 1997).....	41 -
Figura 2.7 - Exemplo da distribuição de esforços nos pórticos.....	45 -
Figura 2.8 - Zonas críticas dos pilares (adaptado de NP EN 1998-1:2010).....	47 -
Figura 3.1 - Adição de armaduras para a construção de um reforço com paredes resistentes (buildingresearch.com.np).....	51 -
Figura 3.2 - Reforço da fundação: ligação entre sapatas vizinhas (buildingresearch.com.np).....	53 -
Figura 3.3 - Transferência de cargas para a fundação através de colunas de betão diagonais.....	53 -
Figura 4.1 - Geometria da estrutura.....	55 -
Figura 4.2 - Espectros de resposta segundo RSAEEP para zona A: (a) Sismo 1 (próximo); (b) Sismo 2 (afastado).....	57 -
Figura 4.3 - Vista 3D da estrutura no programa SAP2000.....	58 -
Figura 4.4 - Planta indicativa da geometria dos elementos estruturais.....	59 -
Figura 4.5 - Localização de Tavira no zonamento sísmico da NP EN 1998-1 (adaptado de NP EN 1998-1, 2010).....	63 -
Figura 4.6 - Comparação de espectros de resposta: (a) Sismo próximo; (b) Sismo afastado.	63 -
Figura 4.7 - Identificação dos elementos sobrecarregados de acordo com o SAP2000.....	64 -
Figura 4.8 - Comparação de espectros de resposta: (a) Sismo próximo; (b) Sismo afastado.....	65 -
Figura 4.9 - Identificação dos elementos sobrecarregados de acordo com o SAP2000.....	66 -
Figura 4.10 - Verificação do modelo de cálculo já reforçado no SAP2000.....	73-
Figura 4.11 - Pormenorização da secção inicial do pilar B1 do piso 0.....	74-
Figura 4.12 - Pormenorização da secção encamisada do pilar B1 do piso 0	74-
Figura 4.13 - Pormenorização da zona critica da secção encamisada do pilar B1 do piso 0.....	75-
Figura 5.1 - Primeiro modelo do reforço por adição de paredes resistentes no SAP2000.....	76-
Figura 5.2 - Verificação do segundo modelo de cálculo no SAP2000.....	77-

Índice de Quadros e Tabelas

Tabela 2.1 – Espessura do encamisamento.....	- 41 -
Tabela 4.1 – Resumo de cargas estáticas na estrutura.....	- 56 -
Tabela 4.2 – Validação do modelo de cálculo estrutural.....	- 57 -
Tabela 4.3 – Dimensões dos elementos.....	- 58 -
Tabela 4.4 – Armadura longitudinal nos pilares de acordo com o SAP2000.....	- 59 -
Tabela 4.5 – Armadura de esforço transversal nos pilares.....	- 59 -
Tabela 4.6 – Armadura longitudinal nas vigas de acordo com o SAP2000.....	- 60 -
Tabela 4.7 – Armadura de esforço transversal nas vigas.....	- 62 -
Tabela 4.8 – Período, Frequência e Participação Modal.....	- 64 -
Tabela 4.9 – Identificação das vigas ligadas a cada pilar.....	- 67 -
Tabela 4.10 – Cálculo do momento resistente das vigas ligadas ao pilar B1 – Piso 0.....	- 67 -
Tabela 4.11 – Cálculo das armaduras de flexão do encamisamento do pilar B1 do piso 0.....	- 68 -
Tabela 4.12 – Resumo das armaduras do reforço e momentos resistentes das secções encamisadas.....	- 69 -
Tabela 4.13 – Cálculo das armaduras de esforço transversal do encamisamento do pilar B1 do piso 0.....	- 70 -
Tabela 4.14 – Resumo das armaduras de esforço transversal do encamisamento.....	- 71 -
Tabela 4.15 – Verificação do cumprimento dos limites da taxa total de armadura (ρ_t), no pilar B1 piso 0.....	- 71 -
Tabela 4.16 – Determinação da extensão da zona crítica.....	- 72 -
Tabela 4.17 – Tabela para verificação das alíneas (6)P e (7)P.....	- 72 -
Tabela 4.18 – Cálculo do espaçamento máximo entre cintas nas zonas críticas dos pilares	- 73 -

1. INTRODUÇÃO

Em diversas partes do mundo, incluindo a Europa, o dimensionamento de edifícios com capacidade de resistir à ação sísmica é uma vertente relativamente recente. Nessas regiões de maior sismicidade as únicas forças laterais consideradas até então, eram apenas as ações do vento (Fardis, 2009). Na Europa, até aos anos 60, a regulamentação estrutural não possuía critérios específicos de dimensionamento sísmico, cingindo-se apenas a normas muito simplificadas, com base em cargas horizontais equivalentes. É no início dos anos 80 que surgem as primeiras normas que implementam uma filosofia semelhante à atual, no caso de Portugal com a implementação do RSAEEP em 1983, onde é levantada a preocupação para o dimensionamento sísmico, incluindo o desenho detalhado dos elementos e estruturas (Varum, *et al.*, 2005). Com isto e de acordo com o nosso conhecimento atual, o inventário de edifícios das mais diversas regiões sísmicas de todo o mundo, está subdimensionado ou sísmicamente deficiente (Fardis, 2009).

Contudo, hoje em dia e nos próximos anos, a maior ameaça à vida e património humano durante um sismo reside nos edifícios subdimensionados existentes, uma vez que a ênfase da engenharia sísmica, assim como da regulamentação tem sido, e ainda é, nas novas construções. Acredita-se que este problema venha a ser resolvido gradualmente a par das renovações urbanas e de desenvolvimento das regiões, sendo esta uma solução ótima para aquelas onde a taxa de ocorrência de sismos moderados a fortes é reduzida (Fardis, 2009).

De acordo com Fardis, 2009, a introdução de reforços sísmicos na construção de novos edifícios apresenta um aumento reduzido no preço final dos mesmos, mas no que toca a melhoramento de performance sísmica a construções já existentes o custo representa uma grande fração da reconstrução do mesmo sendo muitas vezes proibitivo para proprietários privados e difícil de absorver pela economia local, devido à interferência que os trabalhos têm no funcionamento dos mesmos, implicando muitas vezes o realojamento ou realocação dos inquilinos, remoção e substituição de elementos não estruturais, etc.

Independentemente dos custos, o reforço sísmico de edifícios é eficaz na mitigação do risco sísmico dos mesmos, podendo o proprietário, privado ou público, avançar com a execução do mesmo por iniciativa própria, muitas vezes impulsionado por remodelações arquitetónicas ou reparação de danos provocados por sismos. Além disso, no contexto de uma estratégia mais ampla para a mitigação do risco sísmico, as autoridades locais ou nacionais podem lançar programas de avaliação e reforço sísmico, podendo estes ser do tipo ativo ou passivo (Fardis, 2009):

- Programa ativo – é aquele em que os proprietários de certas tipologias de edifícios são notificados para fazer a avaliação sísmica dos mesmos e dependendo do resultado, avançar com o reforço dentro de um prazo estipulado. Os edifícios alvo destes programas, são escolhidos de acordo com a sua importância, utilização e tipo de terreno e sismicidade da zona.
- Programa passivo – é aquele em que a avaliação sísmica é feita em conjunto com eventos relativos ao uso do edifício, tais como o aumento de ocupação ou classe de importância, reparação de danos pós sismo, remodelações, etc.

A necessidade de reforçar ou não um edifício, assim como a profundidade da intervenção, normalmente vem de uma avaliação detalhada do mesmo (Fardis, 2009). É de referir que para os engenheiros de estruturas, o maior desafio passa por reforçar uma estrutura existente de forma a melhorar a sua capacidade sísmica e até que nível de proteção. Não é de prática corrente no reforço, tentar fazer com que a estrutura alvo cumpra com a regulamentação atual, uma vez que esta situação poderá ser economicamente inviável. Os objetivos do reforço sísmico devem passar por critérios baseados em performance, de maneira a garantir um certo nível de dano ou prevenir o colapso do edifício durante um sismo (Ghobarah, *et al.*, 2000).

1.1. Principais efeitos registados nas edificações em sismos recentes

Tal como já foi referido anteriormente, a maioria das estruturas de betão armado eram dimensionadas apenas para cargas gravíticas e forças laterais bastante mais reduzidas do que as que encontramos na regulamentação atual (Liu, 2006). Juntando a isto a escassez ou erros de pormenorização, mão-de-obra não especializada, materiais inadequados, comprimentos de amarração das armaduras longitudinais insuficientes, falta de confinamento em zonas de ligação pilar-viga e zonas de com esforço transversal elevado, estamos perante um conjunto de situações que originam deficiências que por sua vez reduzem significativamente a resistência e ductilidade de um pilar (Aboutaha, *et al.* 1996; Fardis, 2009; Oliveira, *et al.*, 2006).

Devido a estas deficiências, verificaram-se muitos danos e perdas patrimoniais como consequência de sismos ocorridos, como é o caso dos sismos de Kocaeli ($M=7.4$), na Turquia, a 17 de Agosto de 1999 e Chi-Chi ($M=7.3$) em Taiwan a 21 de Setembro de 1999, onde foram detetados danos ao nível de rotura de pilares e vigas, fissuração por esforço transversal em paredes de betão e roturas nas ligações viga-pilar e laje-pilar (Ghobarah e Said, 2001; Estêvão 2012). Já no sismo de Kobe ($M=7.2$), no Japão, ocorrido a 17 de Janeiro de 1995, registaram-se edifícios colapsados, inclinados e até mesmo tombados, nos quais os pilares do piso térreo

separaram-se das suas fundações. Foram também registados colapsos de pisos, efeito de *Soft Storey*, devido à falha dos pilares dos mesmos, muitas vezes relacionado com o comportamento viga forte-pilar fraco, falta de ductilidade dos pilares e rotura das zonas de ligação. Verificaram-se também colapsos devido a torções nas estruturas, as quais não apresentavam regularidade em planta, mas também devido a choques entre edifícios vizinhos (Park, 2000).

Geralmente, os pilares são elementos críticos num sistema estrutural e a sua performance perante um sismo pode influenciar visivelmente o comportamento e estado final da estrutura (Bai e Hueste, 2003). Os pilares sem dimensionamento sísmico, normalmente só são dimensionados para cargas gravíticas de compressão com uma excentricidade nominal, assim, para além de subdimensionados e mal pormenorizados, também apresentam resistências à flexão e ao corte baixas perante forças horizontais. Por contraste, as vigas de edifícios sísmicamente deficientes, normalmente têm uma grande resistência à flexão e ao corte devido ao seu dimensionamento para cargas gravíticas majoradas. Com isto, ao contrário das falhas dos pilares, que são frequentes, as falhas em vigas são raras e quando acontecem devem-se principalmente devido ao arrancamento de armaduras inferiores (Fardis, 2009).

A falha ao esforço de corte destes pilares de betão armado mais antigos, acontece normalmente com pequenas deformações e está associada a uma relevante e súbita quebra na resistência transversal dos mesmos, sendo esta situação agravada pelas forças laterais cíclicas de um sismo (Bai e Hueste, 2003).

Resumindo, falhas por corte prematuro, esmagamento do betão por falta de confinamento, falhas por rotura da armadura longitudinal nas ou junto às potenciais zonas de rótulas plásticas, fissuração transversal e encurtamento dos pilares, são os efeitos mais observados após um evento sísmico de maior magnitude (Saatcioglu, 2004). Estes tipos de danos serão vistos em maior detalhe nas próximas alíneas.

Devido à grande contribuição das falhas nas zonas de ligação pilar-viga no colapso das estruturas durante um sismo, revela-se necessário desenvolver métodos economicamente viáveis para melhorar as capacidades resistentes destas zonas de forma a prevenir roturas frágeis por corte dos pilares e por sua vez forçar a criação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, as quais apresentam um comportamento mais dúctil (Ghobarah, *et al*, 1998; Liu, 2006).

Segundo Grünthal, 1998, os danos verificados em edifícios de estrutura de betão armado podem ser agrupados em cinco níveis diferentes, como é possível observar de seguida, em conformidade com a escala macrossísmica EMS-98, que se apresenta em seguida:

- **Grau 1 – Danos negligenciáveis a ligeiros:** Sem danos estruturais, e danos ligeiros em elementos não estruturais. Verificam-se fissuras mínimas no reboco dos elementos da estrutura e nas paredes divisórias e de enchimento;
- **Grau 2 – Danos moderados:** Verificam-se danos estruturais ligeiros, e danos moderados em elementos não estruturais. Fissuras nos elementos dos pórticos e paredes resistentes. Fissuras em paredes divisórias ou de enchimento, queda de revestimentos frágeis e rebocos. Queda de argamassa das juntas dos painéis das paredes;
- **Grau 3 – Danos substanciais a elevados:** Presença de danos estruturais moderados, e danos elevados em elementos não estruturais. Observam-se fissuras em pilares e ligações viga-pilar, e entre ligações de paredes. Perda do recobrimento e encurvadura dos varões das armaduras. Fissuras consideráveis nas paredes divisórias e de enchimento podendo chegar à rotura dos painéis das mesmas.
- **Grau 4 – Danos muito elevados:** Danos estruturais elevados, e danos muito elevados em elementos não estruturais. Caracteriza-se pelo aparecimento de grandes fissuras nos elementos estruturais com roturas à compressão, quebra de armaduras, arrancamento de varões das vigas e adorno dos pilares. Pode-se observar também colapso de pilares, ou em caso extremos, colapso de um piso elevado.
- **Grau 5 – Destruição:** Danos estruturais muito elevados. Verificam-se colapsos do piso térreo ou de partes dos edifícios.

1.1.1. Danos comuns em pilares de betão armado

No que toca a danos, quando estes ocorrem nos pilares, representam um grande perigo para a segurança estrutural de um edifício, sendo que o tipo e gravidade destes danos estão muito dependentes da seguinte relação,

$$\alpha_s = \frac{M}{V \times h} = \frac{M}{\left(\frac{2 \times M}{L}\right) \times h} = \frac{L}{2 \times h} \quad (1)$$

na qual M é o momento fletor, V o esforço transversal, h a largura da secção do pilar e L o respetivo comprimento, como se pode verificar na figura 1.1 (Penelis e Kappos, 1997; Elnashai e Sarno, 2008).

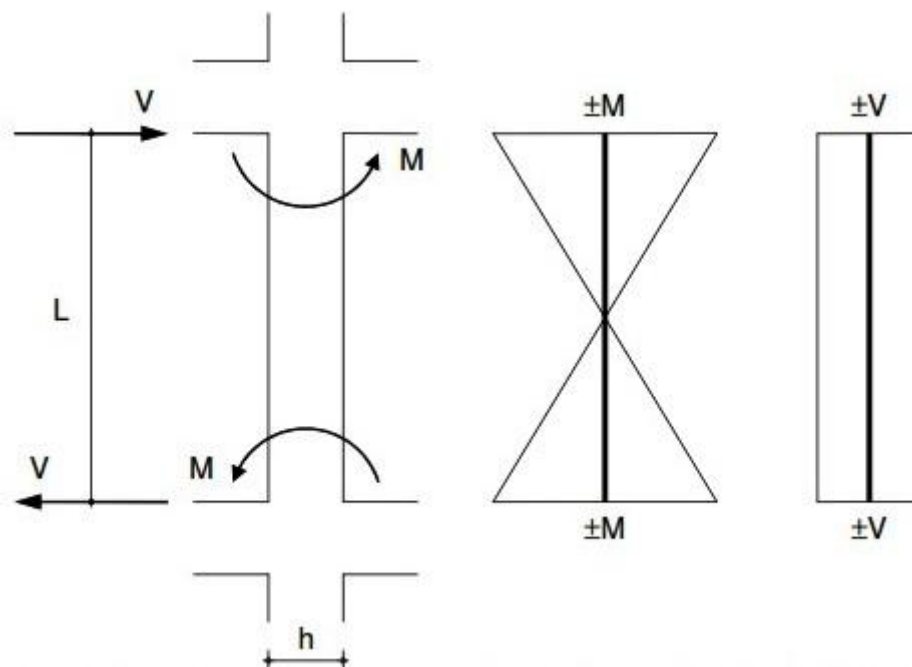


Figura 1.1 - Momentos flectores e esforços transversos num pilar sujeito à ação sísmica (Estêvão, 2012)

Segundo Penelis e Kappos, 1997, e Elnashai e Sarno, 2008, de acordo com o valor da relação λ_s é possível identificar três situações distintas nos pilares:

- $\lambda_s > 3.5$ – **Pilar Esbelto** – Neste caso, os danos verificados são induzidos pela flexão cíclica, com um baixo valor de esforço transversal e um grande esforço axial. Este último quando combinado com os elevados esforços de flexão nas extremidades do pilar, provoca o esmagamento do betão em ambas as faces do mesmo. Este esmagamento ocorre em duas fases. Primeiramente ocorre a projeção, para fora do elemento, do recobrimento das armaduras e de seguida o esmagamento e expansão da zona comprimida perante o esforço axial. É nesta última fase que normalmente, se dá a encurvadura dos varões da armadura longitudinal e a rotura das cintas do pilar. Estes danos apresentam um elevado risco para a estrutura, uma vez que estas implicam a perda de rigidez e capacidade de assegurar a resistência às cargas gravíticas, o que origina uma redistribuição de esforços dado que o pilar sofre um encurtamento devido ao esmagamento de uma ou ambas as extremidades (Figura 1.2a).

- **2 $\leq \lambda_s < 3.5$ – Pilar Intermédio** – Este tipo de pilar, apresenta roturas mistas de flexão/corte quando se verificam situações de armadura transversal insuficiente. Neste caso o parâmetro crítico das roturas é proporcional ao volume de cintas existentes no pilar (Figura 1.2b).

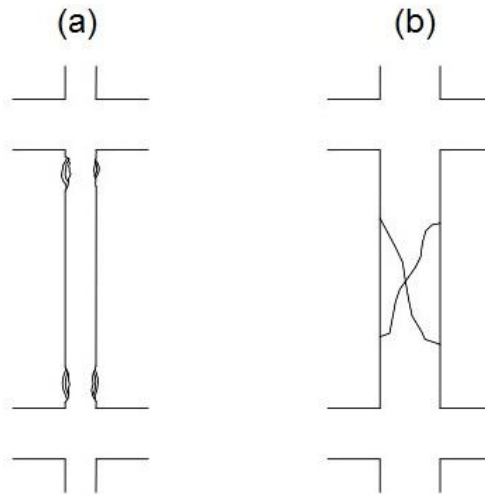


Figura 1.2 - Danos comuns em pilares: (a) rotura por flexão; (b) rotura mista flexão-corte (Estêvão, 2012)

- **$\lambda_s < 2$ – Pilar Curto** – Estes pilares apresentam uma capacidade resistente à flexão mais elevada que aos esforços de corte. Devido a isto, é costume verificar-se uma rotura frágil, com corte explosivo do pilar, devido ao efeito da variação cíclica do esforço transversal, com pequena flexão e elevado esforço axial. O padrão destes danos está dependente da disposição das armaduras no elemento. A utilização de armaduras longitudinais cintadas, como é mais comum, apresenta o pior desempenho sísmico (Figura 1.3a). Há uma melhoria deste desempenho quando se opta pela utilização de varões inclinados (Figura 1.3b), sendo esta melhoria ainda mais visível quando se recorre à utilização de múltiplos varões inclinados, formando uma treliça (Figura 1.3c).

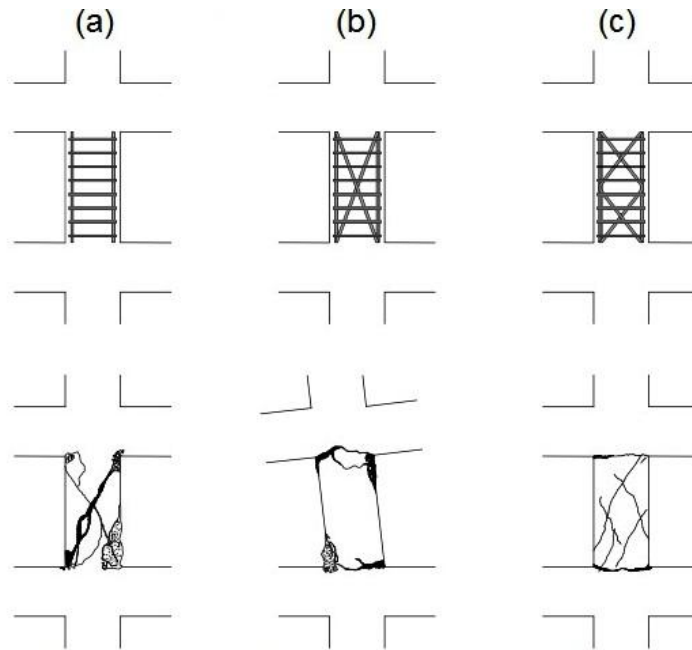


Figura 1.3 - Modos de rotura em pilares curtos, com diferentes esquemas de armaduras transversais (Estêvão, 2012)

Os efeitos do esforço axial (N), dependendo da situação, podem ter efeitos favoráveis ou desfavoráveis na performance sísmica da estrutura (Elnashai e Sarno, 2008):

- Efeitos favoráveis do esforço axial – este esforço limita a abertura de fissuras de flexão/corte, previne o alongamento do elemento, aumenta a rigidez e largura dos ciclos histeréticos, previne as roturas prematuras devido ao deslizamento ou à rotura das amarrações dos varões.
- Efeitos desfavoráveis do esforço axial – quanto maior o esforço axial, maior a redução da capacidade de deformação disponível nas zonas de compressão, que por sua vez origina um descasque prematuro do betão dos pilares e uma redução de resistência, dando azo a uma encurvadura precoce dos varões longitudinais. Estes efeitos podem resultar em efeitos de segunda ordem ($P-\delta$) significativos para níveis de ductilidade explorada relativamente altos, juntando-se a isto uma redução da rigidez efetiva e conseqüente risco de colapso.

1.1.2. Danos comuns em paredes resistentes de betão armado

De acordo com Penelis e Kappos, 1997, as paredes resistentes de betão armado, quando solicitadas pela ação sísmica apresentam padrões de danos que podem ser agrupados da seguinte forma:

- Deslizamento nas juntas de betonagem (Figura 1.4a) – Este é o padrão de danos mais comum neste tipo de elemento, e é muitas vezes resultante de um fraco tratamento das superfícies entre betões. Isto pode ser minorado com recurso a medidas construtivas que envolvam o aumento da rugosidade, limpeza e imersão da superfície de betão mais velho. Adicionalmente antes da betonagem pode-se colocar um produto cimentício de alta resistência à tração sobre a superfície do betão anterior. Apesar disto, este tipo de dano não é necessariamente um risco para a estabilidade da estrutura, pois a parede mesmo estando danificada consegue continuar a suportar as cargas gravíticas, nem afeta significativamente a rigidez global;
- Fissura de corte em forma de X (Figura 1.4b) – Este é outro dos tipos de dano frágil mais frequentes nas paredes resistentes de betão armado. O padrão das fissuras que têm a forma de dois triângulos isósceles laterais, origina uma maior probabilidade de se dar um destacamento do betão do elemento estrutural e conseqüentemente provocar o colapso devido à ação das cargas gravíticas;
- Danos devidos à flexão (Figura 1.4c) – Este é um tipo de dano muito raro e caracteriza-se pelo aparecimento de fissuras horizontais e esmagamento da zona de compressão. Teoricamente, pensa-se que o motivo para a ocorrência deste tipo de dano se deve ao facto dos momentos fletores que atuam na base das paredes, serem muito menores que os obtidos no modelo de cálculo adotado, devido à ocorrência de rotações dos elementos de fundação, provocadas pela ação do sismo.

Segundo Lew, *et al.*, 2010, existe ainda um outro tipo de dano, embora menos frequente, que tem vindo a ser verificado em paredes resistentes esbeltas em algumas estruturas no Chile, que provavelmente é originado pelo esmagamento do betão devido à compressão, que por sua vez provoca o aparecimento de uma linha de rotura horizontal na parede.

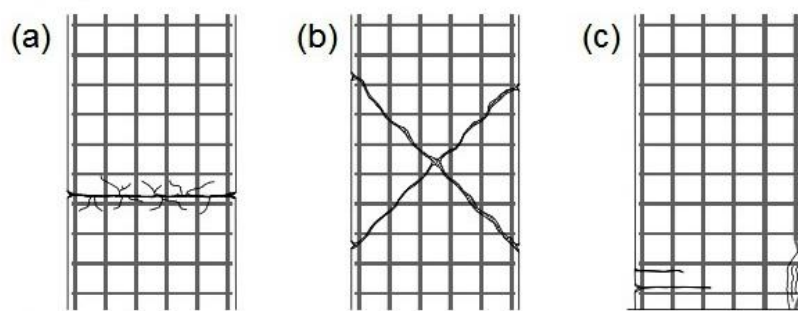


Figura 1.4 - Danos comuns em paredes resistentes: (a) corte em juntas de betonagem; (b) corte em cruz; (c) danos devidos a flexão e compressão (Estêvão, 2012)

1.1.3. Danos comuns em vigas de betão armado

Os danos nas vigas de betão armado, não são tão gravosos para a segurança da estrutura, como são no caso dos pilares. No dimensionamento de uma estrutura com comportamento dúctil é pressuposta a formação de rótulas plásticas nas vigas, de maneira a permitir um aumento da capacidade de dissipação de energia, sem afetar significativamente a rigidez e a resistência. As formas mais comuns de danos são as seguintes (Penelis e Kappos, 1997; Elnashai e Sarno, 2008):

- Fissuras de flexão no vão (Figura 1.5a) – É uma das formas de dano mais frequente, na qual as fissuras surgem devido à resposta cíclica das vigas à componente vertical do sismo, não comprometendo, geralmente, a segurança última da estrutura;
- Fissuras de flexão/corte (Figura 1.5b) – Este tipo de fissuras representa um tipo de dano com maior gravidade. No entanto, raramente a segurança última da estrutura é posta em causa;
- Fissuras de flexão na zona dos apoios (Figura 1.5c) – Estas fissuras representam um tipo de dano menos frequente que o anterior, e estão muitas vezes relacionadas com uma deficiente ancoragem das armaduras nos apoios;
- Fissuras em vigas com apoios indiretos (Figura 1.5d) – Tal como o nome indica, estas ocorrem quando existem apoios indiretos, designadamente constituídos por outras vigas (vigas principais). Os danos resultantes desta situação, provêm da componente vertical do sismo, assim como da insuficiente quantidade de armadura transversal de suspensão para suportar as forças sísmicas induzidas pela viga secundária;

- Fissuras em X em vigas curtas – Este esquema de danos é típico em vigas com pequeno vão que ligam duas paredes resistentes de betão armado, no qual é comum o aparecimento de um tipo de rotura por corte com características semelhantes às roturas em pilares curtos.

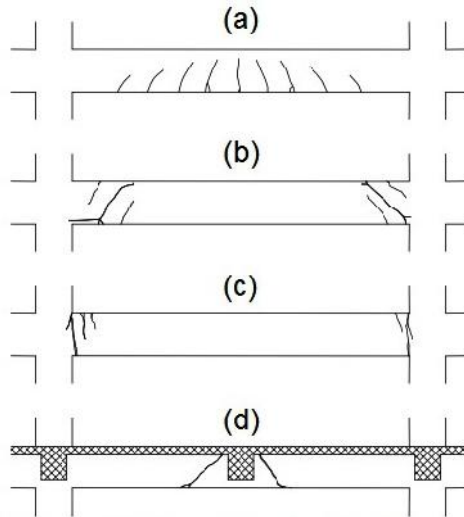


Figura 1.5 - Danos comuns em vigas: (a) fissuras de flexão no vão; (b) fissuras de corte-flexão nos apoios; (c) fissuras de flexão nos apoios; (d) fissuras em apoios indiretos (Estêvão, 2012)

1.1.4. Danos comuns nas ligações pilar-viga

Estes são os danos mais perigosos para uma estrutura, mesmo quando se trata de fases iniciais da fissuração (Figuras 1.6 a 1.8). Perante isto dá-se uma redução da rigidez da estrutura, que por sua vez origina redistribuições incontroláveis dos efeitos da ação sísmica. Nos sismos de Northridge de 1994 e de Kobe de 1995, diversos colapsos em edifícios de betão armado com vários andares foram uma consequência deste tipo de dano estrutural (Elnashai e Sarno, 2008)

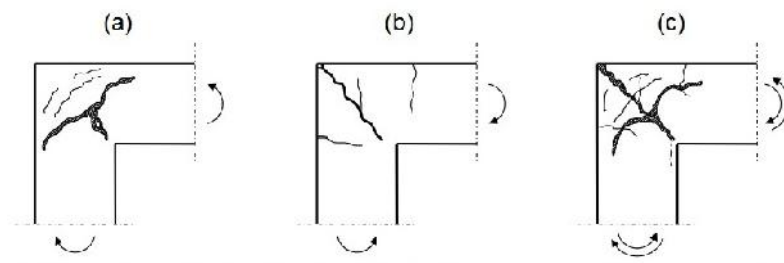


Figura 1.6 - Rotura das ligações dos cantos: (a) ação sísmica da esquerda; (b) ação sísmica da direita; (c) ação cíclica (Estêvão, 2012)

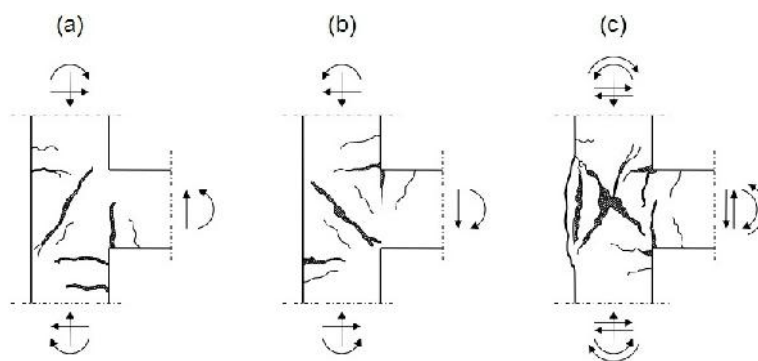


Figura 1.7 - Rotura das ligações exteriores em pisos intermédios: (a) ação sísmica da esquerda; (b) ação sísmica da direita; (c) ação cíclica (Estêvão, 2012)

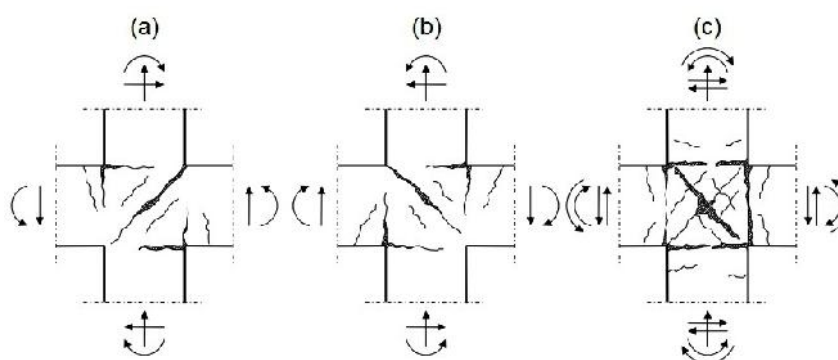


Figura 1.8 - Rotura das ligações com cruzamento de vigas e pilares: (a) ação sísmica da esquerda; (b) ação sísmica da direita; (c) ação cíclica (Estêvão, 2012)

1.2. Evolução da regulamentação

Em Portugal a primeira regulamentação sobre construções de betão armado é datado de 1918 (RBA, 1918). Neste documento não era contemplada a ação sísmica, nem apresentadas um conjunto de disposições construtivas que hoje se sabem serem essenciais para garantir o melhor nível de ductilidade para um bom comportamento sísmico da estrutura. Este regulamento foi seguido pelo RBA, 1935 no qual também não era tida em conta a ação sísmica, mas já apresentava exigências para melhorar a cintagem dos pilares (Estêvão, 2012).

Na regulamentação portuguesa, a ação sísmica sobre edifícios só passou a ser contemplada no ano de 1958 (RSCCS, 1958) no qual foi definido o primeiro zonamento sísmico do território nacional. Com isto, os edifícios passaram a ser dimensionados para um conjunto de forças horizontais, iguais ao produto dos pesos das massas de cada piso por um coeficiente sísmico, sendo este último igual para todos os pisos. É de referir que neste regulamento foi também apresentada pela primeira vez a definição de um afastamento mínimo entre edifícios, de maneira a evitar o impacto entre eles, sendo isto um conceito inovador na altura. Este regulamento

foi, na sua grande maioria, revogado pela regulamentação introduzida em 1961 (RSEP, 1961), a qual por influência do sismo ocorrido a 29 de Fevereiro de 1960 em Agadir, Marrocos, veio agravar o coeficiente sísmico para o dimensionamento de edifícios com fundação em solos brandos (Estêvão, 2012).

Em 1967 foi introduzido um novo regulamento de estruturas de betão armado (REBA, 1967), que tal como o regulamento de 1935, não apresentava regras para o aumento específico da ductilidade dos pilares, tendo em conta a ação sísmica. Como tal ainda permitia grandes afastamentos entre cintas, tinha apenas como limite máximo igual a doze varões da armadura longitudinal. Havia uma exceção para pilares denominados como pilares reforçados, onde as cintas estavam limitadas a um afastamento máximo de 8cm e o efeito de confinamento do betão era apenas considerado para efeitos do aumento da resistência à compressão (Estêvão, 2012).

Mais tarde, no ano de 1983, surgiu o “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas e Pontes” (RSAEEP, 1983), que foi considerado como um documento muito avançado para a época, no qual foi introduzida uma nova filosofia de análise e dimensionamento estrutural, exigindo análises dinâmicas espaciais das estruturas, designadamente análises estocásticas com espectros de potência. Mas no caso de edifícios regulares, permitia uma análise estática simplificada com modelos planos, na qual as forças estáticas equivalentes à ação do sismo têm uma distribuição do tipo triangular em altura. Neste regulamento, para além de ser considerado um novo zonamento do território, que passa a ser único para os dois sismos tipo agora considerados, um sismo próximo com magnitude moderada e um sismo afastado com uma maior magnitude, sendo a ação agravada em relação à regulamentação anterior. No mesmo ano dá-se a alteração do regulamento sobre estruturas de betão armado (REBAP, 1983), no qual surge o conceito de estrutura de ductilidade normal e de ductilidade melhorada. Na parte da ductilidade normal, não existem grandes alterações às regras de cintagem, apenas com a exceção da necessidade da cintagem dos varões longitudinais distribuídos na face dos pilares, sendo mencionada a necessidade da diminuição do espaçamento entre cintas nas zonas de ligação pilar-viga. Também não é feita uma referência explícita à forma de amarração das armaduras transversais, tendo em conta os efeitos dos sismos (Estêvão, 2012).

Atualmente com a nova regulamentação europeia, mais propriamente os Eurocódigos, para a área das estruturas de betão armado foi elaborado o EC2 (IPQ, 2010a) e o EC8 (IPQ, 2010b), estes já apresentam um conjunto de princípios e regras de maneira a responder aos problemas ocorridos, quando estas são sujeitas à ação dos sismos. No EC8 são estipuladas três classes de ductilidade, baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH). A utilização das classes de

ductilidade DCM e DCH implica um dimensionamento com regras de cálculo pela capacidade real, também conhecido com *Capacity Design*, com o objetivo de evitar mecanismos pouco dissipativos de energia através da implementação da seguinte hierarquia de resistências.

- A resistência ao corte dos pilares é maior que a resistência à flexão, com o objetivo de impedir roturas frágeis por corte nos pilares;
- A resistência à flexão dos pilares é maior que a resistência à flexão das vigas, já com a contribuição de parte das lajes, de modo a garantir a formação de rótulas plásticas nas vigas;
- A resistência ao corte das vigas é maior que a resistência à flexão das vigas, de forma a garantir a formação de rótulas plásticas nas vigas, sem ocorrência de roturas frágeis por corte.

Quando se opta pela ductilidade baixa, não há a obrigação de considerar os princípios e regras definidos no EC8 para dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais de betão armado, sendo apenas aplicado o EC2. Chama-se a atenção que a utilização de DCL é desaconselhada para zonas de sismicidade importante. Nestas circunstâncias, o coeficiente de comportamento a adotar não deve ser superior a 1.5, sendo este valor bastante inferior ao estipulado no REBAP (igual a 2.5) para estruturas porticadas de ductilidade normal. Para a pormenorização dos elementos, segue-se também as regras do EC2, sem a obrigação de garantir a hierarquia de resistências referida anteriormente. Isto pode colocar em causa o valor de coeficiente de comportamento proposto no REBAP, que por sua vez coloca também em causa o nível de segurança das estruturas de betão armado, projetadas com o REBAP (Estêvão, 2012).

Tal como já foi referido anteriormente, para além dos problemas devidos às deficiências de projeto e execução dos edifícios, os danos em estruturas de betão armado, que foram projetadas e executadas de acordo com a regulamentação de uma determinada época, também têm origem no facto das exigências sísmicas ultrapassarem os valores de ductilidade indicados pelas regras de dimensionamento desse regulamento. Esta situação verificou-se na Turquia no sismo de 17 de Agosto de 1999, onde um grande número de edifícios recentemente construídos e considerados de alta resistência ao sismo, colapsaram ou ficaram seriamente danificados, acabando por serem demolidos (Elnashai, 2000).

A norma NP EN 1998-1:2010 (IPQ, 2010b) contém o Anexo Nacional ao EC8, no qual existem alterações relevantes face ao RSAEEP, principalmente em relação ao zonamento sísmico do território, existindo um conjunto de zonas sísmicas para o sismo próximo diferente das zonas sísmicas estabelecidas para o sismo distante. É de referir que no RSAEEP a ação sísmica

mica é tida como uma ação variável, e implicitamente, apresenta uma probabilidade de exceção de 5% em 50 anos, estando assim associada a um período de retorno de 975 anos. Tendo em conta que esta ação ainda é majorada por um coeficiente parcial de segurança de 1.5, quando combinadas com outras ações, passando assim a um período de retorno na ordem dos 2500 a 3000 anos. Já na NP EN 1998-1:2010, o período de retorno é bastante inferior, ficando-se pelos 475 anos e não sofre majoração, no entanto, o mesmo não acontece quando se compara os dois regulamentos em zonas de maior perigo sísmico, como é o caso de Lagos ou Portimão, onde os valores da NP EN 1998-1:2010 são superiores, como resultado de estudos de perigosidade sísmica mais recente, que apesar de um período de retorno mais reduzido, apontam para um aumento da ação sísmica (Carvalho, 2007b; Estêvão, 2012).

Chama-se a atenção que tal como aconteceu em Sichuan em 2008, alguns sismos ocorrem com períodos de retorno muito grandes em locais de baixa sismicidade, onde foram registadas acelerações de pico muito mais elevadas do que os valores obtidos a partir de estudos de perigosidade sísmica na zona. Esta contradição pode vir a originar efeitos catastróficos nas construções, mesmo quando estas são corretamente projetadas de acordo com um regulamento sísmico (Estêvão, 2012).

Quanto aos efeitos dos solos, o RSAEEP indica três tipos de solo de fundação, sendo o tipo I o mais rígido e o tipo III o mais brando, já a NP EN 1998-1:2010 contempla sete tipos de solo, dos quais cinco (solos A, B, C, D e E, sendo o A o mais rígido) têm espectros de resposta definidos, e dois tipos especiais que requerem estudos específicos, são ele o solo tipo S_1 e S_2 . No RSAEEP existe ainda uma redução dos valores de aceleração de pico de cálculo para os solos brandos, por comparação com os solos rijos, principalmente para o sismo próximo (Figura 1.9), o que pode influenciar a segurança das construções edificadas em solos brandos estratificados (Estêvão, *et al.*, 2007), e que contraria o que tem sido registado após a ocorrência de sismos recentes. Em comparação, na NP EN 1998-1:2010 podem-se encontrar diferenças bastante significativas no que toca à influência dos solos de fundação nos valores da ação sísmica (Figura 1.10), que por sua vez contribui para o aumento da segurança das estruturas, com um claro agravamento da ação em solos mais brandos, refletindo a maior amplificação destes solos (Estêvão, 2012).

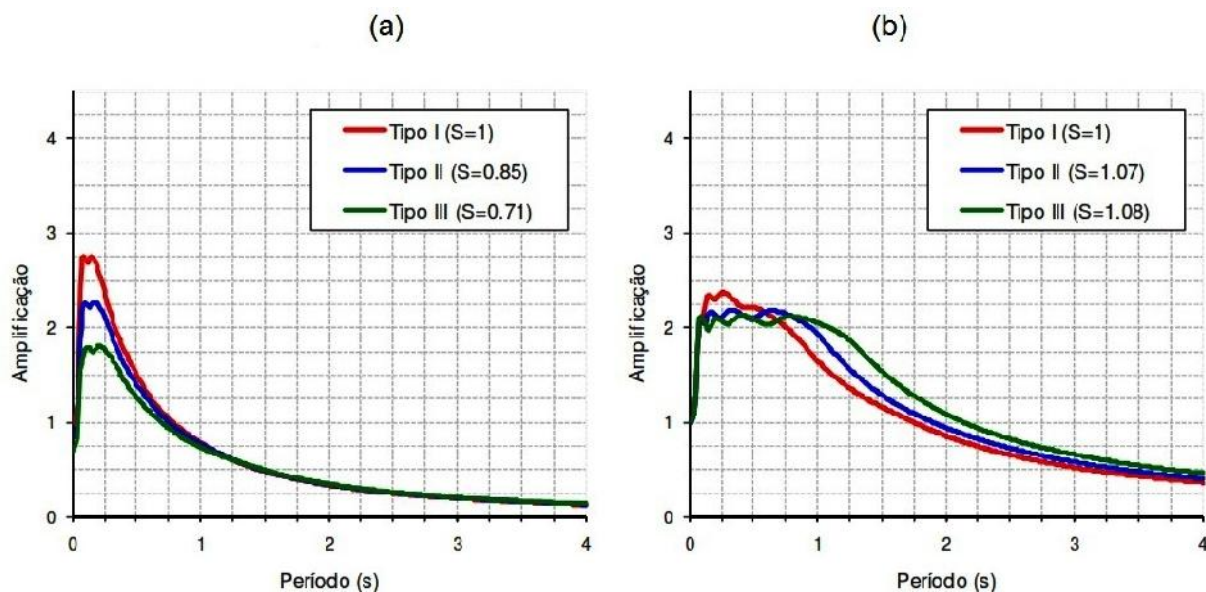


Figura 1.9 - Amplificação verificada nos espectros de resposta associados ao RSAEEP para Portimão: (a) Sismo próximo - tipo 1; (b) Sismo afastado - tipo 2 (Estêvão, 2012).

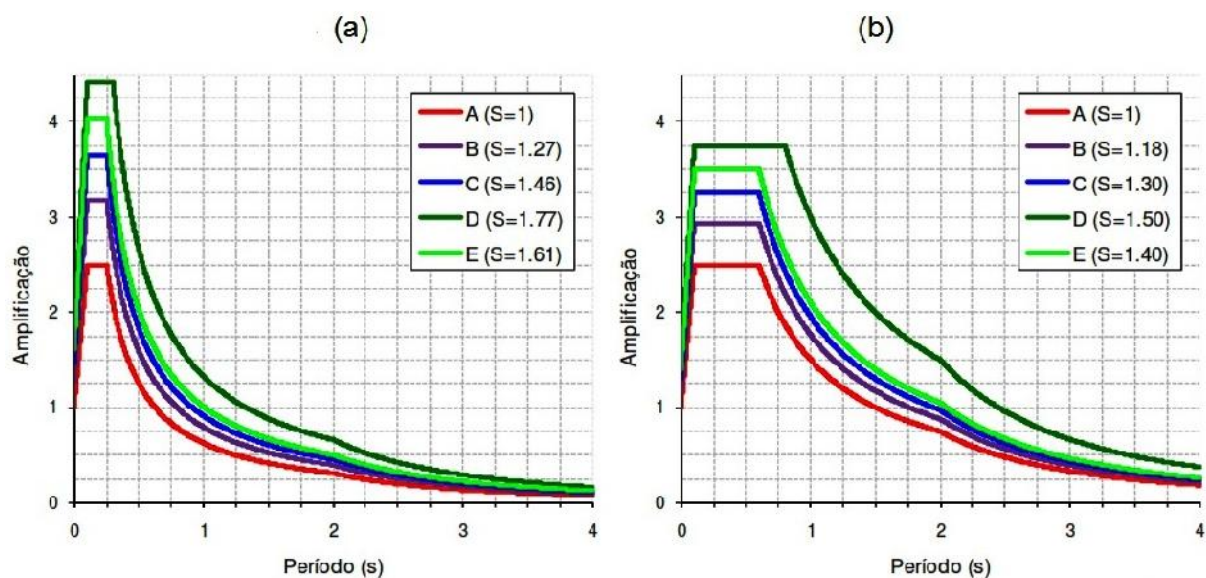


Figura 1.10 - Amplificação observada nos espectros de resposta da NP EN 1998-1:2010, para edifícios correntes localizados em Portimão: (a) Sismo próximo - tipo 2; (b) Sismo afastado - tipo 1 (Estêvão, 2012).

Apesar de regulamentarem o dimensionamento ao sismo das estruturas, apresentam diferenças significativas, principalmente, na filosofia de dimensionamento adotada, na qual o EC8, baseia-se no conceito de *Capacity Design*, tendo definidas várias condições e exigências, que visam acima de tudo, obter uma resposta em regime não linear, melhorar a capacidade resistente da estrutura através da ductilidade e capacidade de dissipação de energia. As especifica-

ções presentes no REBAP, não permitem garantir que esse mesmo comportamento não linear seja conseguido de igual forma, apesar de estarem preconizadas algumas condições que se baseiam nessa mesma filosofia, nomeadamente, regras impostas para estruturas de ductilidade melhorada, que na prática acabam por ter uma aplicabilidade reduzida (Lopes, 2007).

Focando-se a atenção na comparação das exigências de desempenho em ambas as regulamentações, no EC8 surgem três níveis de verificação sísmica fundamentais e obrigatórios de forma a garantir um projeto sísmo-resistente com bom desempenho sísmico, nomeadamente, a Estado Limite de Quase Colapso, Estado Limite de Dano Significativo e o Estado Limite de Limitação de Danos (Saraiva e Appleton, 2006):

- **EL de Quase Colapso** – Tal como o nome indica, visa o não colapso das estruturas perante um evento sísmico raro. A estrutura apresenta a capacidade de suportar os esforços verticais, garantindo a salvaguarda das vidas humanas, apesar fortemente danificada e com grandes deformações;
- **EL de Dano Significativo** – A estrutura apresenta danos significativos e deformações permanentes ligeiras, mas mantém alguma resistência lateral residual e capacidade de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais sofrem danos elevados mas não entram em colapso. A reparação da estrutura pode não ser economicamente viável;
- **EL de Limitação de Danos** – O mesmo funciona como uma garantia de que a estrutura, quando solicitada por um evento sísmico relativamente frequente, apresente-se apenas ligeiramente danificada, sem deformações permanentes e mantendo a sua capacidade resistente. Os elementos não estruturais podem apresentar alguma fendilhação. Isto permite uma redução de perdas económicas.

Comparando estes aspetos do EC8 com os presentes no RSA, pode-se destacar, logo à partida, o facto de o RSA não fazer qualquer referência a verificações associadas à limitação de danos, sendo esta umas das principais diferenças entre as duas regulamentações, demonstrando assim a importância do EC8 para a limitação de perdas económicas (Lopes, 2007).

O EC8 divide-se em 6 Partes, sendo que para esta dissertação, as mais preponderantes são:

- Parte 1 – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- Parte 3 – Avaliação e reforço de edifícios.

É de referir que alguns dos principais aspetos da Parte 1, já foram descritos na anterior comparação com a regulamentação antiga.

No que toca à EN 1998-3:2005 (CEN, 2005), esta é considerada com uma exceção dentro de todas as partes do Eurocódigo devido a diversos aspetos, são eles (Fardis, 2009):

- a) É o único documento entre todos os Eurocódigos que regula sobre estruturas existentes;
- b) É essencialmente o primeiro documento *standard* sobre avaliação e reforço sísmico na Europa. Como tal, e devido a ser uma novidade na Europa, no que trata a regulamentação de avaliação e reforço sísmico, o mesmo é considerado como uma experiência, não havendo ainda certezas da sua funcionalidade na prática da engenharia;
- c) Ao contrário de todos os outros Eurocódigos, que se aplicam para todas as novas estruturas, a Parte 3 do EC8 tem o seu raio de ação limitado apenas aos edifícios que sejam avaliados e possivelmente reforçados por decisão do proprietário ou autoridades locais. Com isto, este documento indica apenas os aspetos estruturais da avaliação e reforço sísmico, sendo só aplicado após estabelecido o requerimento para intervir em um determinado edifício. Ainda assim tem que se ter em consideração de que o tipo de avaliação e reforço podem estar para lá do raio de ação da Parte 3 do EC8. É de referir também que a iniciativa de intervir no edifício recai apenas sobre o proprietário do mesmo, com exceção dos casos em que existe um programa nacional ou local para a mitigação de risco sísmico através de avaliação e reforço;
- d) Como consequência destas e de outras particularidades, o raio de ação da parte normativa do EC8-3 é limitado, cobrindo apenas as regras gerais de:
 - i. Critérios e exigências de performance;
 - ii. Aplicabilidade de quatro métodos de análise;
 - iii. Tipo de verificação para os modos dúcteis e frágeis de comportamento e rotura;
 - iv. Recolha de informação para a avaliação e as suas implicações;

1.2.1. Níveis de Conhecimento

Tal como já foi referido anteriormente, a Parte 3 do Eurocódigo 8 é direcionada à avaliação de edifícios, tendo em consideração os vários materiais estruturais, com o objetivo de verificar a necessidade, ou não, de intervir na estrutura e a metodologia a utilizar. Nesta avaliação é introduzido o conceito de Nível de Conhecimento, que depende da quantidade e fiabilidade da informação disponível, que no fim acaba por gerar os fatores de confiança correspondentes. O regulamento distingue três diferentes níveis (Fardis, 2009; Saraiva e Appleton, 2006):

- **Nível de Conhecimento Limitado (*Limited Knowledge*)** – as cargas e massas permanentes, assim como a geometria dos elementos estruturais e de enchimento devem derivar de desenhos técnicos da construção original e de possíveis alterações feitas ao longo do tempo, tendo estas dimensões que ser confirmadas visualmente e com medições *in-situ*. Caso não haja a possibilidade de recorrer aos desenhos de construção, deve ser elaborada uma campanha de levantamento dimensional e geométrico no local.

É de referir que a informação original das quantidades e pormenorização das armaduras ou materiais usados não é essencial, sendo possível avançar com estimativas de acordo com a regulamentação utilizada na altura da construção, por outras palavras, o engenheiro tenta-se colocar na posição do projetista da estrutura original. Mas tendo em atenção que estas estimativas devem ser calibradas com recurso a medições ou a amostras de cada tipo de elemento (laje, viga e pilar) de cada piso.

Na vistoria ao local, a atenção deve focar-se sobre os elementos estruturais mais importantes, especialmente nos pisos mais críticos, podendo-se passar para uma inspeção mais incisiva no caso de se identificar a existência de grandes dispersões ou desvios em relação às estimativas iniciais sobre os materiais ou resultados do modelo de cálculo. A extração de carotes para amostragem deve ser complementada com ensaios dimensionais exaustivos, como é o caso de ensaios esclerométricos e de ultra-sons.

- **Nível de Conhecimento Normal (*Normal Knowledge*)** – é o caso de referência para a informação disponível, onde já existe o conhecimento sobre a tipologia estrutural, dimensões das secções, enchimentos e quantidades e pormenorizações de armaduras, logo a partir dos desenhos de projeto originais e possíveis projetos de alterações, mas nunca esquecendo da necessidade de confirmar estes dados no local.

Caso os desenhos de projeto não estejam disponíveis ou não confirmados localmente, deve ser feito uma inspeção profunda aos elementos *in-situ*, com recurso à exposição das

armaduras de uma grande fração dos elementos constituintes da estrutura, sendo recomendado um número mínimo equivalente a 50% dos elementos.

As propriedades dos materiais advêm das especificações originais, com verificação por amostragem recolhida no local, sendo que o EC8 recomenda 1 amostra de cada elemento por piso.

- **Nível de Conhecimento Pleno (*Full Knowledge*)** – o engenheiro deve obter a informação para cargas permanentes, tipologia do sistema estrutural, dimensões das secções transversais, quantidades e pormenorizações das armaduras e a localização e geometria das paredes de enchimento a partir dos desenhos originais da construção, e sempre confirmando por inspeção a pelo menos 20% dos elementos de cada tipo. Caso se verifique disparidades relevantes entre os resultados da inspeção e os desenhos de projeto, então é tratado como se estes desenhos não estivessem disponíveis. Neste caso, ou mesmo perante a inexistência destes, é feito um levantamento exaustivo da estrutura, incluindo a remoção de rebocos e revestimentos para expor as armaduras de pelo menos 80% dos elementos de cada tipo. Quanto às propriedades dos materiais, as mesmas podem ser obtidas através de relatórios elaborados durante a construção (confirmando posteriormente com amostras), ou atrás de ensaios *in-situ* e recolha de amostras para análise laboratorial.

Sempre que se verifique que grandes disparidades dos testes *in-situ* ou laboratoriais, ou há indícios de uma fiscalização pouco meticulosa durante a construção, o engenheiro deve estender os testes para lá dos mínimos recomendados.

1.2.2. Fator de Confiança

As lacunas no conhecimento, que devido a várias variáveis estão sempre presentes no processo de avaliação das estruturas existentes, estão previstas na parte 3 do EC8 através de um único fator. Este é denominado como Fator de Confiança e é adicionado aos fatores parciais dos materiais (Fardis, 2009).

O valor do Fator de Confiança depende no Nível de Conhecimento, estando este último dividido em três níveis, o fator assume os seguintes valores (Fardis, 2009; Saraiva e Appleton, 2006):

- Conhecimento Limitado: 1.35;
- Conhecimento Normal: 1.20;

- Conhecimento Pleno: 1.00;

Assim que é atribuído um nível de conhecimento, é também aplicado o respetivo valor do fator de confiança para a verificação de todos os Estados Limites.

O fator de confiança tem dupla função. Na avaliação da capacidade de um elemento, seja ele dúctil ou frágil, o fator é utilizado para majorar as propriedades dos materiais. No caso de uma análise linear, o fator de confiança é também usado na verificação das exigências de mecanismos frágeis, da mesma maneira que os coeficientes de comportamento são usados na Parte 1 do EC 8 (Fardis, 2009).

1.2.3. Avaliação Sísmica

Os valores obtidos para a ação sísmica devem ser combinados com as restantes ações que afetam a estrutura através da seguinte fórmula:

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

Onde:

$G_{k,j}$ – valor característico das gargas permanentes;

P – valor característico do pré-esforço relevante;

$A_{E,d}$ – valor de dimensionamento da ação sísmica;

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

$\psi_{2,i}$ – valor de fator quase-permanente da ação variável i .

De acordo com o EC8 – parte 3, poderão ser utilizados métodos lineares e não lineares na análise sísmica de edifícios antigos e de edifícios reforçados. Os métodos não lineares permitem definir a curva de comportamento da estrutura e, com isto conseguir uma resposta próxima do comportamento real. É de ter em atenção que a sua utilização está limitada a casos em que a estrutura é bem conhecida, conhecimento pleno, devido à sua complexidade e à quantidade de dados necessários (Saraiva e Appleton, 2006).

Quanto aos métodos lineares de análise, tem uma utilização mais abrangente, onde se destacam o método das forças laterais e o método do espectro de resposta modal (ambos são

definidos no EC8-Parte 1), que se baseiam na utilização do espectro de resposta horizontal elástica e, por fim o método de aproximação por coeficiente de comportamento “q” que recorre ao espectro de resposta de projeto e que ao contrário dos outros métodos, tem em conta a não-linearidade da resposta da estrutura, utilizando um coeficiente de redução da ação (“q”). Recomenda-se que este fator em estruturas de betão armado assuma o valor $q=1.5$. É de referir que este método não é aconselhado para a verificação do Estado Limite de Não Colapso, devido à necessidade de evitar roturas frágeis (Saraiva e Appleton, 2006).

Salienta-se que ambos os espectros referidos anteriormente constam do EC8 – Parte 1.

Para a verificação do Estado Limite de Quase Colapso, os métodos lineares aconselhados recorrem a uma ação sísmica não minorada e bastante gravosa, contudo a verificação para os elementos dúcteis é realizada em termos de deformação, na qual se admite como capacidade de deformação a soma da parcela elástica com a parcela plástica. Com isto, para elementos dúcteis pressupõe-se um comportamento não linear da estrutura, enquanto que os elementos frágeis, condicionados por roturas corte, deverão ser capazes de suportar sismos em regime elástico (Saraiva e Appleton, 2006).

A análise por forças laterais corresponde a simular a ação de um sismo através de um sistema de forças horizontais aplicado ao longo da estrutura. Este método apenas é aplicável em estruturas regulares e com resposta condicionada pelos modos de vibração fundamentais (Saraiva e Appleton, 2006).

Os métodos lineares, para além do estipulado no EC8-parte 1, são também regulados pela parte 3 do mesmo, na qual, para todos os elementos dúcteis, é necessário calcular o quociente entre a exigência (D_i), que é o esforço obtido da análise, e a resistência (C_i) que representa o esforço resistente com base em valores médios não afetados dos fatores de confiança (Saraiva e Appleton, 2006).

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \quad (3)$$

Dos valores de ρ_i é necessário identificar ρ_{\max} e ρ_{\min} entre todos os $\rho_i > 1$ e verificar que a relação ρ_{\max}/ρ_{\min} não excede um valor entre 2 e 3. Esta regra adicional está relacionada com a importância de perceber e controlar o comportamento da estrutura e a sua aplicação é uma forma de garantir que todos os elementos dúcteis que se encontram a trabalhar em regime elástico, isto é, quando a solicitação é superior à capacidade elástica ($\rho_i > 1$), têm um comportamento semelhante e formam rótulas plásticas em intervalos de tempo não muito desfasados ,

conseguindo assim um comportamento estrutural sem grandes assimetrias. Caso este critério não seja verificado, assume-se então a necessidade de reforço da estrutura, ou em alternativa, o recurso a métodos não lineares de análise (Saraiva e Appleton, 2006).

Segundo Saraiva e Appleton, 2006, como em qualquer outra verificação de segurança, é realizada uma comparação entre a exigência resultante da ação sísmica e a capacidade dos elementos. Esta última é calculada com base nos valores médios das propriedades dos materiais, afetadas pelos fatores de confiança. Esta verificação varia de acordo com o Estado Limite em questão:

- Estado Limite de Quase Colapso: deformações últimas para elementos dúcteis e esforços últimos para elementos frágeis;
- Estado Limite de Dano Significativo: deformações relacionadas com danos para elementos dúcteis e esforços estimados conservativamente para elementos frágeis;
- Estado Limite de Limitação de Danos: esforços de cedência para elementos dúcteis e frágeis e capacidade média de deslocamento das paredes de enchimento.

No Anexo A do EC8 – Parte 3 pode-se encontrar as fórmulas de cálculo das capacidades de deformação última e de esforço transversal resistente, estas são fórmulas semi-empíricas desenvolvidas para ações cíclicas, distintas das utilizadas no Eurocódigo 2.

Para os Estados Limites de Quase Colapso e de Dano Significativo, a exigência de rotação em elementos dúcteis é obtida a partir do modelo elástico para o valor da rotação da sua corda. No que toca a elementos frágeis, a verificação de segurança deve ser feita com a obtenção da exigência por meio de equações de equilíbrio entre elementos dúcteis e os elementos ou mecanismos frágeis. Esta exigência pode assumir um de dois valores, de acordo com a relação $\gamma = D/C$ apresentada anteriormente. Isto é, quando $\gamma \leq 1$ a exigência assume o valor de D (exigência) obtido na análise. No caso de $\gamma > 1$, a exigência assume o valor de C (resistência) do elemento dúctil. Como já foi referido anteriormente, o valor da resistência C é calculado com base nos valores médios das propriedades multiplicados pelo fator de confiança (Saraiva e Appleton, 2006).

Esta regra de verificação de segurança estabelece a utilização dos princípios do *Capacity Design*, nos quais se manipula a relação resistência/ação sísmica com o objetivo de se conseguir o controlo do comportamento estrutural através das equações de equilíbrio, obtendo-se assim roturas dúcteis com dissipação de energia (Saraiva e Appleton, 2006).

1.2.4. Variação da Ação

De acordo com Saraiva e Appleton, 2006, em Portugal, é muito provável que em edifícios antigos ou reforçados se consiga garantir o nível de segurança proposto, sem que seja económica ou tecnicamente difícil. Isto porque segundo o RSA, para território nacional é considerado um período de retorno de 975 anos, o que corresponde a uma aceleração de $2,7\text{m/s}^2$ (já majorada) para um sismo próximo (tipo 1) na zona A.

Para avaliar a eficiência da solução de reforço escolhida, é importante determinar a probabilidade de excedência da ação para o tempo de vida útil pretendido pelo dono de obra, para a estrutura. Tendo como ponto de base de comparação o período de retorno de 475 anos do EC8, que corresponde a uma probabilidade de excedência de referência de 10% em 50 anos.

$$T_R = \frac{-T_L}{\ln(1-P_R)} \quad (5)$$

Onde:

T_R – Período de retorno médio;

P_R – probabilidade de excedência;

T_L – período de tempo em anos.

Quando não é possível cumprir os níveis de segurança regulamentares, torna-se necessário determinar a probabilidade de ocorrência da ação em função da intensidade para a qual está garantida a segurança da estrutura. Isto é possível com recurso a análises estatísticas, em que para tal, o EC8 – Parte 1 apresenta uma fórmula que calcula a variação de probabilidade em função da variação da ação:

$$H(a_{gr}) = k_0 \times a_{gr}^{-k} \quad (6)$$

Onde k_0 e k são duas constantes que dependem da ação sísmica do país em causa, H a taxa de excedência e a_{gr} o valor de cálculo da aceleração de pico para o solo do tipo A (Saraiva e Appleton, 2006).

1.2.5. Alterações na legislação portuguesa

Recentemente a legislação portuguesa começou a dar atenção à problemática dos efeitos dos sismos no património edificado, através da Lei n.º 32 de 14 de agosto de 2012, que veio alterar pela primeira vez o Decreto-Lei n.º 307/2009, de 23 de outubro, que estabelece o regime jurídico da reabilitação urbana, e pela 54.ª vez o Código Civil, no qual veio aprovar medidas destinadas a agilizar e a dinamizar a reabilitação urbana (LEI n.º 32/2012).

Com isto revela-se uma nova mentalidade, na qual a temática dos sismos passou a ter algum relevo na reabilitação dos edifícios, tal como se pode verificar nos seguintes artigos desta Lei, nos quais estão salientados os principais pontos de interesse para o tema desta dissertação:

- “Artigo 1.º

[...]

c) Regulando a reabilitação urbana de edifícios ou frações, ainda que localizados fora de áreas de reabilitação urbana, cuja construção tenha sido concluída há pelo menos 30 anos e em que se justifique uma intervenção de reabilitação destinada a conferir-lhes adequadas características de desempenho e de segurança.”

- “Artigo 51.º

1 — A emissão da licença ou a admissão de comunicação prévia de obras de reconstrução ou alteração de edifício inseridas no âmbito de aplicação do presente decreto -lei não podem ser recusadas com fundamento em normas legais ou regulamentares supervenientes à construção originária, desde que tais operações:

- a) Não originem ou agravem a desconformidade com as normas em vigor; ou*
- b) Tenham como resultado a melhoria das condições de segurança e de salubridade da edificação; e*
- c) Observem as opções de construção adequadas à segurança estrutural e sísmica do edifício.*

2 — As obras de ampliação inseridas no âmbito de uma operação de reabilitação urbana podem ser dispensadas do cumprimento de normas legais ou regula-

res supervenientes à construção originária, sempre que da realização daquelas obras resulte uma melhoria das condições de desempenho e segurança funcional, estrutural e construtiva da edificação, sendo observadas as opções de construção adequadas à segurança estrutural e sísmica do edifício, e o sacrifício decorrente do cumprimento das normas legais e regulamentares vigentes seja desproporcionado em face da desconformidade criada ou agravada pela realização daquelas.”

- “Artigo 77.º -A

1 — O regime estabelecido na presente parte aplica-se às operações urbanísticas de reabilitação que cumpram os requisitos previstos no número seguinte e tenham por objeto edifícios ou frações, localizados ou não em áreas de reabilitação urbana:

- a) Cuja construção, legalmente existente, tenha sido concluída há pelo menos 30 anos; e
- b) Nos quais, em virtude da sua insuficiência, degradação ou obsolescência, designadamente no que se refere às suas condições de uso, solidez, segurança, estética ou salubridade, se justifique uma intervenção de reabilitação destinada a conferir adequadas características de desempenho e de segurança funcional, estrutural e construtiva.

2 — As operações urbanísticas de reabilitação abrangidas pela presente parte devem, cumulativamente:

[...]

- d) Não reduzir a resistência estrutural do edifício, designadamente ao nível sísmico, e observar as opções de construção adequadas à segurança estrutural e sísmica do edifício.”

1.3. Estratégias e técnicas de reforço sísmico de edifícios

Cada edifício tem um determinado comportamento, refletindo muitas vezes as capacidades e noções técnicas do seu projetista e que muitas vezes se revelam diferentes da visão do engenheiro encarregue da vistoria. Daí a grande importância da experiência e bom senso aquando de uma avaliação sísmica, garantido assim um levantamento metuculoso e detalhado de forma a identificar as deficiências críticas e conduzir a uma estratégia acertada de reforço sísmico (Fardis, 2009).

Existem diversas estratégias de reforço sísmico de pilares de betão armado, estas envolvem um aumento seletivo de resistência, ductilidade ou rigidez. Na prática, independentemente da característica que se pretende melhorar, indiretamente pode-se acabar por envolver outra, com por exemplo, quando se pretende aumentar a resistência, esta pode ser acompanhada pelo aumento de rigidez. Na figura 1.11 estão ilustradas as diferentes estratégias de reforço de pilares de betão armado (Ghobarah, *et al*, 2000).

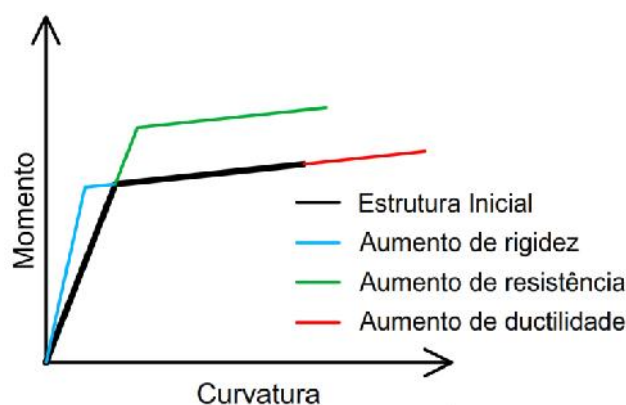


Figura 1.11- Relação Momento-Curvatura para diferentes estratégias de reforço (Adaptado de Ghobarah, *et al.*, 2000).

Geralmente a reabilitação sísmica de estruturas de betão armado tem o seu principal foco no aumento de resistência do sistema estrutural e respetivos elementos, garantindo uma maior resistência e/ou ductilidade e capacidade de dissipação de energia. Este objetivo pode ser alcançado através do uso de diferentes estratégias de reforço, estas serão descritas mais aprofundadamente no seguimento deste documento. Estas estratégias podem ser utilizadas individualmente ou mesmo combinando mesmas (Fardis, 2009; Liu, 2006):

- **Estratégia de reforço 1:** Intervenção ao nível do sistema estrutural – promovendo a redução das solicitações sísmicas nos elementos e estrutura como um todo;
- **Estratégia de reforço 2:** Intervenção ao nível dos elementos – através do aumento das capacidades dos mesmos.

Cada estratégia pode ser implementada usando uma ou mais técnicas de reforço, tendo cada uma delas as suas vantagens, desvantagens, foco e limitações de utilização para cada uma destas estratégias. A escolha das técnicas a usar tem que ter em atenção alguns parâmetros, tais como (Fardis, 2009; Liu, 2006):

- Materiais e tecnologias disponíveis no local ou zona do trabalho;
- Mão-de-obra disponível;
- Ponderações de custos – custo versus importância da estrutura;

- Interrupção do uso do edifício e duração dos trabalhos;
- Condicionantes arquitetónicas, funcionais e estéticas;

Com base nestes parâmetros, normalmente, acaba-se por escolher uma ou mais técnicas de reforço sísmico. Esta escolha e como a mesma será aplicada, determina a estratégia a adotar. Uma vez que não existem duas estruturas exatamente iguais, cada reforço é um caso especial e com mais do que uma solução apropriada. Com isto, não é possível generalizar regras ou processos e, tendo isto em mente, existem algumas diretrizes a seguir, dependendo dos resultados da inspeção *in-situ* da estrutura (Fardis, 2009):

- a. Se existe uma deficiência geral na construção, a estratégia de reabilitação ao nível do sistema estrutural (estratégia de reforço 1) é a mais indicada economicamente, uma vez que reduz as exigências sísmicas num todo.
- b. Se forem identificadas deficiências de capacidade em alguns elementos dispersos, é mais económico focarmo-nos nos mesmos e melhorar as suas capacidades com a estratégia de reabilitação ao nível dos elementos (estratégia reforço 2).
- c. Quando as deficiências estão concentradas num ou em alguns pisos, tal pode-se dever a uma irregularidade vertical. Nestes casos a estratégia de reforço 2 pode ser uma opção de forma a melhorar as capacidades dos elementos desses pilares. Em alternativa pode-se optar pela estratégia de reforço 1, de maneira a eliminar a irregularidade com recurso à adição novos elementos resistentes e rígidos desde a fundação até aos pisos deficientes, ou reforçando e aumentando a rigidez dos elementos existentes.
- d. Caso se verifique que as deficiências estão concentradas só de um lado do edifício, estas podem ser causadas por um desequilíbrio torsional em planta. Pode-se optar por aumentar a rigidez e a resistência dos elementos desse lado, ou pela adição mais elementos na mesma zona deficiente, para criar o equilíbrio em falta, estando assim a recorrer à estratégia de reforço 1. Alternativamente, pode-se proceder ao aumento da resistência ao esforço de corte e capacidade de deformação aos elementos do lado a corrigir, por forma a suportar as solicitações a que estão sujeitos, entrando-se assim no campo da estratégia de reforço 2.

1.3.1. Estratégia de reforço 1 – Intervenção ao nível do sistema estrutural

Nesta estratégia as solicitações por deformação em elementos estruturais e não estruturais são reduzidas para níveis abaixo das suas capacidades, sendo que estas últimas não sofrem qualquer alteração. São também reduzidos os deslocamentos totais dos pisos, diminuindo a probabilidade de colisão com edifícios adjacentes. Consegue-se com isto prevenir a rotura de elementos estruturais perante sismos raros de grande magnitude, e limitar danos estruturais e não estruturais em sismos frequentes de magnitude moderada (Fardis, 2009; Moehle, 2000).

Na redução das solicitações por deformação, os métodos mais comuns e eficientes são os que envolvem o aumento da rigidez lateral de todo o sistema estrutural. Por norma e indiretamente há um aumento na resistência lateral do sistema, que de todas as maneiras deve ser visto como uma consequência e não como ponto principal do reforço sísmico. De maneira a ser conseguida a eficiência da redução das solicitações, a rigidez lateral da estrutura pode ser melhorada através da criação de um novo sistema resistente às cargas laterais, com capacidade de absorver a ação sísmica quase na totalidade, podendo o mesmo ser composto por paredes resistentes de betão armado ou metálicas, novos pórticos ou estruturas metálicas de contenção, sendo possível a combinação das várias soluções. Estes novos elementos são por norma construídos no perímetro da estrutura, de forma a facilitar a execução de fundações dos mesmos e limitar o condicionamento do uso do edifício, conseguindo ao mesmo tempo colmatar por completo quaisquer irregularidades em planta ou em altura, corrigindo também os problemas de *soft storey*. Nesta solução os pontos críticos são as fundações do novo sistema de suporte lateral e os pontos de ligação do mesmo à estrutura a intervir de maneira a haver a transferência de forças de inércia. Este sistema de contenção é dimensionado para ser dúctil e de acordo com a regulamentação para novas estruturas, neste caso a parte 1 do EC8, enquanto os elementos existentes passam a ser considerados como secundários e verificados como tal (Fardis, 2009; Moehle, 2000).

As paredes resistentes de betão armado são um dos métodos de reforço ao nível estrutural mais utilizados, podendo estas ser feitas *in situ* ou pré-fabricadas. É bastante eficiente no controlo de deslocamentos laterais e na redução de danos nos pórticos de betão armado. A introdução destas paredes no sistema estrutural, resulta normalmente numa resposta sísmica melhorada, potenciando o aumento de rigidez da estrutura, mas também alguns efeitos secundários para além da interrupção do uso do edifício, como é o caso da concentração de esforços nas zonas onde estão instaladas e o aumento de peso sobre as fundações que muitas vezes obriga ao reforço das mesmas, tendo este último processo um custo elevado (Liu, 2006).

As paredes metálicas resistentes, ou *Steel Plate Shear Walls* (SPSW), consistem em placas metálicas que são instaladas no interior dos pórticos, ligadas aos pilares e vigas na sua periferia. Estas placas podem ter maior ou menor rigidez e as suas ligações aos elementos de betão armado podem ter capacidades resistentes aos esforços de flexão ou de corte. As paredes metálicas resistentes têm apresentado bons resultados no reforço sísmico estrutural, com um comportamento superior face a grandes deslocamentos cíclicos, boa ductilidade e com grande capacidade de dissipação de energia. Revelam-se também bastante vantajosas economicamente através da redução do tempo de construção e pelo facto de não ser necessário o reforço da fundação. Estas paredes têm como a sua principal desvantagem a tendência para o empenamento da zona de compressão, o que resulta numa perda de resistência ao corte, rigidez e capacidade de dissipar energia (Liu, 2006; Driver *et al.*, 2001).

Quanto aos pórticos ou estruturas metálicas de contenção, são uma técnica muito eficaz no aumento da resistência e rigidez lateral de todo o sistema estrutural dos edifícios existente. A maior vantagem desta técnica é a possibilidade de não ser necessário o reforço da fundação, uma vez que estes novos elementos são instalados entre os elementos existente. No entanto, o aumento da carga nas zonas a reforçar é uma hipótese a considerar, tendo em conta a capacidade de carga da fundação. Outro ponto importante desde sistema, são as ligações à estrutura existente, sendo estas uma zona frágil durante os sismos, tem que ser tratadas com muita atenção (Bai e Hueste, 2003; Liu, 2006).

Quando as condicionantes arquitetónicas não permitem a criação de paredes resistentes ou pórticos metálicos uma solução passível de utilizar é o encamisamento geral em betão armado dos pilares existentes. Mas tendo em conta que esta não é a solução mais económica nem a menos intrusiva no uso do edifício. É de referir que esta solução está próxima da estratégia de reforço 2, uma vez que estamos a melhorar as capacidades dos elementos (Fardis, 2009).

Dependendo dos casos, é possível a combinação das várias técnicas acima descritas, isto é, pode-se encamisar os pilares e adicionar paredes resistentes simultaneamente. É necessário também ter em atenção que o aumento de rigidez e resistência não deve ser interrompido verticalmente, sem se ter em consideração a potencial concentração de danos acima da interrupção (Fardis, 2009).

De acordo com Fardis, 2009, outra solução possível passa pela redução de massa da estrutura, esta vai permitir a minimização da deformação e os descolamentos da mesma. Este processo é pouco eficaz quando utilizado como única solução, mas revela-se uma grande vantagem quando combinado com outras técnicas de reforço. A redução de massa pode ser

implementada através da remoção de itens pesados, como é o caso de tanques de água, maquinaria pesada, armazenamentos, substituição de acabamentos de piso e coberturas por materiais mais leves, podendo-se em certos casos avançar com a demolição de pisos superiores.

Existem também outras opções, que não passam pelo reforço da estrutura, mas sim pelo isolamento da base ou implementação de sistemas de amortecimento ou dissipação de energia. Este processo que requer mão-de-obra especializada, uma vez que a instalação dos dispositivos de isolamento é bastante complexa. Para a execução do isolamento da base é necessário cortar todos os elementos verticais da fundação, um por um, sendo a estrutura à sua volta suportada por macacos hidráulicos. Esta solução garante não só a segurança do edifício e dos seus utilizadores durante um sismo raro de grande magnitude, como também garante a proteção dos elementos frágeis e do seu recheio perante qualquer evento sísmico. O isolamento da base é uma técnica muito dispendiosa, sendo que por motivos económicos é mais viável nos casos em que se tem de garantir a operacionalidade e ocupação imediata do edifício após a ocorrência do sismo (Fardis, 2009; Liu, 2006).

Para a utilização dos sistemas de amortecimento ou dissipação de energia, temos que estar perante uma estrutura flexível, uma vez que são necessários deslocamentos laterais significativos para garantir a eficiência do sistema. Esta opção deve ser utilizada como complemento de outro sistema de reforço sísmico, que não aumente significativamente a rigidez da estrutura, como é o caso do isolamento da base ou estruturas de contenção metálicas (Figura 1.12). Esta técnica é também bastante dispendiosa e muito sofisticada, requerendo a intervenção por parte de técnicos especializados (Fardis, 2009; Liu, 2006).

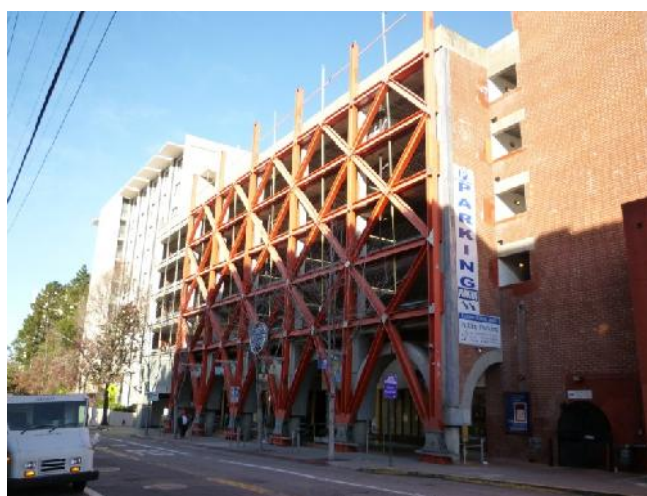


Figura 1.12 – Exemplo de estrutura metálica de contenção (Alex Mead, <http://ceephotos.karcor.com/cat/earthquake/>).

1.3.2. Estratégia de reforço 2 – Intervenção ao nível dos elementos

Esta estratégia permite alcançar uma solução mais económica do que a intervenção ao nível do sistema estrutural, uma vez que esta apenas afeta os elementos que são deficientes do ponto de vista sísmico. Esta estratégia pode recorrer ao uso de betão armado, aço fibras compósitas (FRP), resinas *epoxy* e até mesmo sistemas de pré-esforço para confinamento dos pilares, vigas e ligações (Fardis, 2009; Bai e Hueste, 2003).

A intervenção em elementos existentes permite uma menor ocupação de área de pavimento livre e não requer a eliminação de vãos e aberturas. Tendo isto em consideração, esta estratégia é mais apropriada quando é necessário garantir a continuidade da funcionalidade do edifício, que poderia ser afetada com a adição de novos elementos ou grandes volumes de betão. Contudo este tipo de intervenção implica a remoção e substituição de revestimentos e muitas vezes demolições e reconstruções de alvenarias, aumentando o tempo e custo da intervenção, sem esquecer a interferência no uso do edifício (Fardis, 2009).

Com isto, a intervenção ao nível dos elementos é mais proveitosa quando as anomalias estão limitadas a apenas alguns elementos ou parte da estrutura tanto em alçado como em planta. Também faz sentido recorrer a esta estratégia sempre que não é viável a construção de novos elementos e/ou garantir uma fundação adequada para os mesmos (Fardis, 2009).

As capacidades de deformação e de resistência aos esforços de corte, podem ser significativamente aumentadas com recurso às técnicas de encamisamento. Sendo que quando se recorre à utilização de fibras compósitas, como é o caso das fibras de carbono, em teoria é possível garantir este aumento de capacidades sem alterar a rigidez do elemento a reforçar, caso que já não acontece no encamisamento de betão armado. Neste último caso, quando aplicado em diversos elementos também se consegue reduzir as deformações, não só localmente mas também em todo o sistema estrutural (Fardis 2009).

Normalmente esta estratégia de reforço é aplicada na sua maioria em elementos verticais e zonas de ligação pilar-viga, uma vez que só em raras situações é que se detetam deficiências específicas e relevantes em vigas. Devido à ligação contínua entre vigas e lajes, as intervenções nas mesmas são tecnicamente mais complexas do que em pilares ou paredes. Além disso, tem sido verificado em diversos sismos que os danos em vigas são muito menos comuns do que os verificados em pilares, assim como o seu impacto na estabilidade do sistema estrutural. É necessário também ter em conta que o dimensionamento das vigas para as cargas gravíticas pode já garantir armadura de flexão superior suficiente nos apoios, assim como armadura de esforço transversal. O que acaba por ser o seu ponto fraco é a falta de con-

tinuidade e de ancoragem da armadura inferior nas zonas de apoio. Contudo o arrancamento da mesma apenas afeta a deformabilidade lateral dos pórticos. É de referir que o encamisamento de betão nos pilares, indiretamente acaba por reforçar a ancoragem das armaduras inferiores das vigas (Fardis, 2009)

Tal como já foi referido anteriormente, nas intervenções ao nível dos elementos, existem várias opções disponíveis, sendo que de seguida são apresentadas as mais comuns (Varum, *et al.*, 2005; Fardis, 2009):

- Injeção de resinas *epoxy* – é a técnica mais utilizada na reparação de fissuras pequenas a moderadas em elementos de betão armado. Para garantir o sucesso desta intervenção, é necessário garantir a desobstrução do caminho da injeção nas fendas. Este método permite que seja reinstalada a resistência original dos elementos danificados, sendo os melhores resultados verificados quando existe uma área de armadura reduzida.

Entrando na área dos encamisamentos, tem-se:

- Encamisamento de betão armado (Figura 1.13a) – é utilizado principalmente em elementos muito danificados, ou com resistência insuficiente, aos quais este tipo de encamisamento permite melhorar a sua rigidez, resistência e ductilidade. Este é também o tipo de encamisamento mais utilizado neste tipo de reparação, podendo incorporar armaduras longitudinais e de esforço transversal, melhorando a resistência à flexão e ao corte, e capacidade de deformação dos elementos.
- Encamisamento metálico (Figura 1.13b) – normalmente é utilizado para melhorar o confinamento das secções dos elementos. O uso de elementos metálicos colados com *epoxy* à superfície de betão implica cuidados especiais de proteção dos mesmos contra o fogo, e não esquecendo que o comportamento a longo prazo das resinas *epoxy* não é completamente conhecido.
- Encamisamento com fibras compósitas (FRP) (Figura 1.13c) – É o tipo de encamisamento mais recente, tendo diversas aplicações, das quais se destacam o reforço por confinamento das zonas críticas dos pilares e o reforço de flexão de vigas e lajes. O facto das mantas de fibra de carbono serem bastante flexíveis e maleáveis possibilita a sua fácil aplicação sobre os elementos, independentemente da forma da sua secção. Outro fator a seu favor é o seu peso reduzido,

que por sua vez simplifica e reduz os custos da sua aplicação em obra. Vale a pena referir que as fibras de carbono têm uma elevada resistência eletroquímica, sendo a sua utilização a mais indicada para os ambientes mais agressivos, mas tendo em conta que alguns tipos de fibras de carbono são severamente atacadas com a exposição a raios ultravioleta.

- *Shotcrete* – é utilizada muitas vezes em conjunto com o encamisamento de betão armado no reforço de pilares e paredes resistentes e de alvenaria, e consiste na projeção de betão com uma elevada percentagem de ligante e agregados finos nas superfícies dos elementos a intervir. Estas camadas apesar de finas, apresentam uma grande resistência, sendo esta técnica a mais indicada para situações onde não é fácil a aplicação de cofragens.

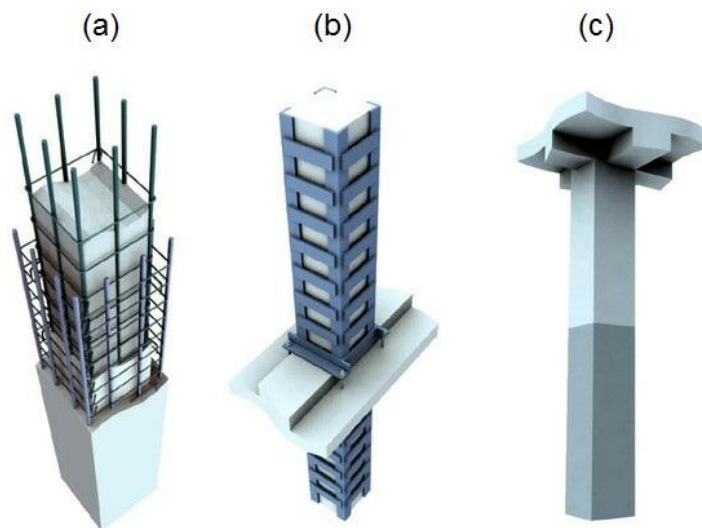


Figura 1.13 – Exemplos de tipos de encamisamento: (a) encamisamento de betão armado; (b) encamisamento metálico; (c) encamisamento com fibras compósitas (Farmergroup.com).

2. REFORÇO SÍSMICO DE PILARES POR ENCAMISAMENTO DE BETÃO ARMADO

Tal como já foi referido anteriormente os pilares são elementos críticos em qualquer sistema estrutural e o seu comportamento durante um sismo pode influenciar o estado final da estrutura. O tipo de rotura mais verificado nestes elementos é a rotura por corte que normalmente ocorre com pequenas deformações e está associada a uma súbita quebra da resistência lateral (Bai e Hueste, 2003). Com isto o reforço dos pilares é um processo fundamental para a melhoria da performance sísmica de um edifício, onde um dos reforços mais utilizados é o encamisamento de betão armado.

O reforço de um pilar por encamisamento de betão armado consiste no aumento da secção transversal ao longo de todo o seu comprimento, através da adição de uma armadura suplementar e de uma camada de betão que envolve, na totalidade ou não, a secção inicial do mesmo. No caso de envolver toda a secção é denominado de encamisamento fechado, já quando existem condicionantes arquitetónicas que apenas permitem intervir em algumas faces dos elementos, designa-se por encamisamento aberto (Gomes e Appleton, 1997).

Graças à sua relação eficácia-preço, o encamisamento de betão continua a ser o processo mais aplicado para o reforço sísmico ao nível dos elementos. E isto por várias razões, designadamente pelo facto de qualquer engenheiro ou empreiteiro estar familiarizado com os processos de produção e aplicação de betão em obra, uma vez que em intervenções em elementos existentes não são aplicáveis peças pré-fabricadas (Fardis, 2009).

O encamisamento de betão é também a técnica mais indicada para o tratamento de elementos muito danificados, nos quais todos os espaços de betão esmagado ou em falta são substituídos por novo betão e as armaduras danificadas não necessitam de ser completamente reparadas no caso de estarem consideradas novas armaduras de reforço no encamisamento. O facto de betão ser muito versátil e ter capacidade de se moldar a praticamente qualquer forma, promove um completo envolvimento dos membros existentes, zonas de ligação e garante a continuidade estrutural entre diferentes elementos (Fardis, 2009).

Um reforço por encamisamento de betão, com a utilização de uma quantidade de armaduras de reforço apropriada, é o único método que consegue melhorar simultaneamente todas as seguintes propriedades (Fardis, 2009):

- **Rigidez e resistência aos momentos fletores** - são melhoradas pelo aumento da secção transversal e armadura longitudinal adicional, as quais se podem estender facilmente para lá dos limites do elemento e zonas de ligação pilar-viga, sendo esta característica uma das suas grandes vantagens face a outros métodos de reforço elemento a elemento. Este comportamento melhorado vai reduzir os deslocamentos e deformações durante um evento sísmico;
- **Resistência ao corte, ductilidade e ancoragem das armaduras em zonas de grande esforço** – o grande contributo para estas melhorias provém da adição de betão e de armadura de esforço transversal, a qual funciona ao corte, prevenindo a encurvadura e aumentando o confinamento;
- **Resistência ao corte e união em zonas de ligação** – o encamisamento de betão aumenta as dimensões das ligações, melhorando a sua resistência ao corte e garantindo maiores comprimentos de amarração entre armaduras iniciais e adicionais;
- **Proteção da armadura inicial contra a propagação da corrosão** – esta melhoria apenas é conseguida caso o betão do encamisamento seja pouco poroso, caso esta exigência seja verificada é possível prevenir ou até parar a propagação da corrosão mesmo em casos onde a secção apresenta um betão carbonatado.

O encamisamento de betão também tem as suas desvantagens, uma vez que o aumento das secções dos elementos para além de implicações na arquitetura, ocupa um espaço significativo, sendo este um problema quando a área livre é um aspeto essencial na utilização do edifício. Pode-se também juntar a este problema, o facto de, normalmente, à execução dos trabalhos do encamisamento estar associada uma interrupção ou condicionamento do uso do edifício, e requerer a perfuração de lajes e viga para a passagem de armaduras, o que juntamente com outras ações origina de uma grande quantidade de pó, entulho e ruído. (Fardis, 2009; Engindeniz, *et al.*, 2005)



Figura 2.1 – (a) Impacto da execução de um encamisamento de betão armado, na utilização de um edifício (Foto de Ahmet Sarı in) e (b) demolições necessárias para intervir num pilar (Farmergroup.com).

2.1. Metodologia de execução do encamisamento de betão em pilares

Para a execução de um reforço por encamisamento existe um processo idealizado no qual é seguida uma ordem de operações para garantir os melhores resultados. De seguida apresentam-se as principais operações seguindo a ordem de execução de um encamisamento segundo Gomes e Appleton, 1997:

1) Escoramento:

Com a colocação de um escoramento, para além de garantir a não ocorrência de danos ou colapso durante a execução dos trabalhos, permite também aplicar o reforço com níveis mais baixos de tensão na secção inicial, o que traz vantagens ao nível da deformabilidade da estrutura e do comportamento na rotura. (Fardis, 2009; Gomes e Appleton, 1997)

2) Preparação da superfície:

Para garantir a eficiência do reforço é fundamental obter uma ótima ligação entre materiais, de adição e existente, sendo que para tal é necessário realizar uma preparação da superfície da secção a intervir. Esta preparação implica a remoção do betão deteriorado, a criação de rugosidade na superfície e limpeza da mesma.

Não existe uma metodologia única para esta preparação, pois depende muito da condição do elemento, isto é, da degradação do betão de recobrimento e da corrosão das armaduras.

Assim podem ser realizados vários tipos de preparação, aos quais estão associadas quantidades de trabalhos diferentes:

2.a) Elemento em boas condições – criar rugosidade na superfície com recurso a maquinaria ligeira como é o caso do martelo elétrico ou técnicas manuais, neste caso o escopro (Figura 2.2a);

2.b) Betão de recobrimento degradado – remoção desta camada, deixando expostas as armaduras iniciais (Figura 2.2b);

2.c) Elemento muito degradado – remoção do betão para além das armaduras, deixando estas livres. Neste processo, obtém-se um envolvimento total das armaduras pelo encamissamento de betão (Figura 2.2c).

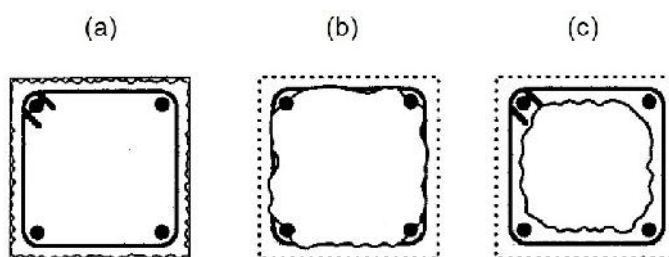


Figura 2.2 - Esquemas de preparação das superfícies (Gomes e Appleton, 1997)

Após estes processos é recomendada a limpeza das superfícies com recurso a jacto de água e de ar para remoção de poeiras e detritos. Depois de limpa, a superfície deve ser saturada para melhorar a ligação.

Outra opção para otimizar a ligação entre o betão ou argamassa de adição e o betão inicial, passa por uma pintura com resina *epoxy* na superfície existente, devendo esta última estar bem seca. A resina *epoxy* aconselhada para esta aplicação, deve ter um *pot life* (tempo de trabalhabilidade após mistura dos componentes) elevado, preferencialmente superior a 1 hora, uma vez que após a secagem forma uma superfície vitrificada, que por sua vez vai afetar a aderência.

3) Colocação das armaduras de reforço:

Após a preparação da superfície dos elementos a intervir, procede-se à colocação das armaduras adicionais. Caso se verifique que as armaduras iniciais se encontram deterioradas, deve-se proceder à sua reparação, sendo que se estas não apresentarem uma redução de secção superior a 10%, é admissível que apenas se faça uma limpeza, normalmente, com recurso a jacto de areia. No caso de se identificar perdas significativas de secção das mesmas, deve-se ter este fator em consideração no dimensionamento das armaduras de reforço. (Gomes e Appleton, 1997)

3.1) Disposição das armaduras:

Quando é necessário aumentar a resistência dos pilares à flexão, as armaduras de reforço longitudinal devem continuar para os pisos adjacentes através de furos ou negativos na laje. Estas armaduras devem ser concentradas nos cantos da nova secção, muitas vezes em agrupamentos, de maneira a evitar perfurar a secção transversal das vigas nas zonas das uniões (Fardis, 2009).

Para a ancoragem das armaduras longitudinais de encamisamento dos pilares do troço inferior às fundações, pode-se optar pelo aumento da secção das mesmas, ancorando as armaduras na nova secção de betão. Esta opção também permite aumentar a capacidade resistente da própria fundação para os esforços do elemento encamisado (Fardis, 2009).

Pode-se também optar pela colocação de chumbadores, colocados em orifícios perfurados na fundação e fixos com recurso a resina *epoxy* ou um *grout* (argamassa de retração compensada, autonivelante, capaz de aderir fortemente ao betão e ao aço com elevadas resistências mecânicas iniciais e finais), aos quais se vai fazer a amarração das novas armaduras do elemento a encamisar. Esta amarração pode ser feita através de soldadura, aparafusamento ou por aderência com o betão ou argamassa. É de ter em atenção que a soldadura deve ser feita à menor temperatura possível para evitar alterar as propriedades da armadura, principalmente em aços endurecidos a frio (Fardis, 2009).

Existe ainda uma opção mais simples, semelhante à anterior, mas na qual a armadura adicional é colocada diretamente nos furos feitos na fundação, os quais são posteriormente preenchidos com *grout* ou resina *epoxy*. Dependendo do material escolhido para a selagem o diâmetro do furo deve ser 5 a 10mm maior que o diâmetro do varão, e após a sua abertura deve ser limpo para a remoção de todas as poeiras. No preenchimento do furo, é necessária a eliminação de todos os vazios provenientes de bolhas de ar, sendo para tal aconselhada a utili-

zação de uma resina fluida e sempre que possível a instalação de tubos de purga. (Gomes e Appleton, 1997)

Quando o objetivo do encamisamento de betão é de apenas melhorar a capacidade de deformação, através de um melhor confinamento e impedir a encurvadura do elemento, que por sua vez aumenta a resistência ao corte e corrige amarrações de armaduras sem aumentar a resistência à flexão, então não é necessário que o encamisamento do pilar continue para lá da zona de ligação pilar-viga. Recomenda-se interromper o encamisamento 10mm antes da zona de ligação, de maneira a evitar aumentar indiretamente a resistência à flexão do elemento e, por conseguinte, a força de corte no mesmo e na ligação pilar-viga. É de referir que nesta zona de abertura a concentração de esforços de flexão na secção inicial não é um problema, assim como o confinamento, uma vez que a influência da compressão do encamisamento vai para lá do comprimento da abertura (Fardis, 2009).

Tal como no passado, por vezes é necessário tomar medidas para reforçar a ligação entre o betão velho e o novo. Uma dessas medidas passa por expor as armaduras longitudinais do pilar inicial de maneira a ligar a estas às armaduras dos cantos do encamisamento. Esta ligação é feita através de varões de aço, dobrados em forma de Z ou U, soldados às duas armaduras (Figura 2.3). A adição destes varões dobrados requer alguma atenção, uma vez que a união de aço de classes e composições diferentes pode promover o aparecimento de corrosão (Fardis, 2009).

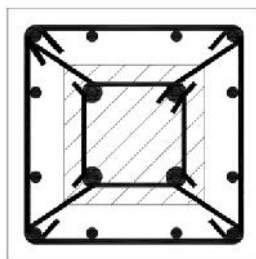


Figura 2.3 – Ligação entre as armaduras longitudinais iniciais e do reforço (Adaptado de Fardis, 2009)

Em alternativa, durante a fase de preparação das superfícies, pode-se optar por criar diversos orifícios na secção inicial do pilar, nos quais serão chumbados varões com recurso a um *grout* ou resina *epoxy*. Estes varões atravessam a nova secção de betão quase na sua totalidade, sendo que para garantir uma melhor ancoragem nesta, os mesmos são dobrados a 90° na sua extremidade (Fardis, 2009).

Relativamente a armaduras de esforço transverso do encamisamento, tal como na construção de novos elementos, estas devem envolver todas as armaduras longitudinais, de maneira a restringir a sua encurvadura e aumentar a resistência ao corte e o confinamento do betão. Quando o encamisamento necessita de armaduras longitudinais em locais para além dos cantos da secção, e que o seu afastamento as coloque fora da área de influência da armadura transversal, passa a ser necessário utilizar cintas adicionais. De maneira a evitar perfurar a secção inicial para passar as mesmas, deve-se optar por cintas de formato octogonal (Figura 2.4a). Estas vão restringir a encurvadura dos varões que não são suportados pela cinta principal. Alternativamente pode-se optar pela colocação de segmentos de varão de aço amarrados a 45° às laterais da cinta principal (Figura 2.4b) (Fardis, 2009).

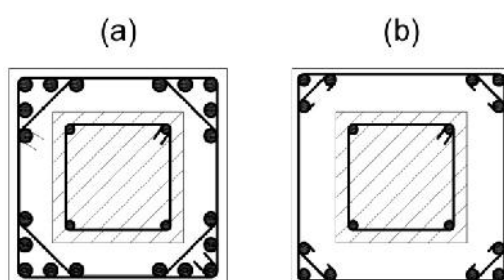


Figura 2.4 - (a) agrupamento de armaduras longitudinais com cintagem de formato octogonal; (b) armadura longitudinal cintada a 45° (Adaptado de Fardis, 2009)

Quando só é executável um encamisamento em um, dois ou três lados do pilar, estamos perante um encamisamento aberto, no qual as armaduras iniciais devem ser expostas, permitindo incluir as armaduras longitudinais do pilar na nova cintagem (Figura 2.5a), soldar as novas cintas às cintas iniciais (Figura 2.5b), ou ancorar as novas armaduras ao elemento em intervenção (Figura 2.5c) (Fardis, 2009).

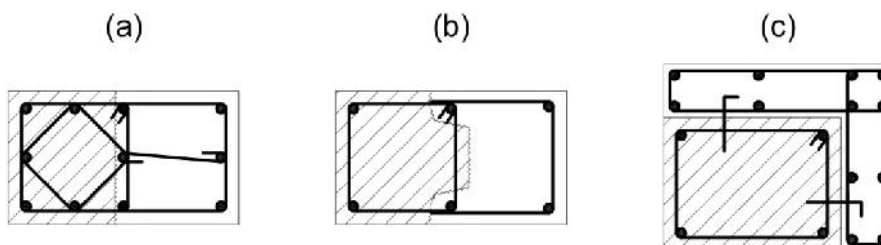


Figura 2.5 - Encamisamento aberto: (a) inclusão das novas armaduras; (b) Adição de cintas por soldadura; (c) Ancoragem de armaduras (Adaptado de Fardis, 2009)

4) **Betonagem:**

Nesta fase pode-se optar normalmente por dois tipos de materiais para fazer o encamisamento do pilar, são eles (Gomes e Appleton, 1997):

- Betão
- Argamassas especiais

O betão para o encamisamento apresenta em geral um valor reduzido para a máxima dimensão do inerte, devendo este valor ser inferior a da espessura a betonar (Comité Euro-Internacional Du Béton, 1983).

4.1) Soluções de aplicação de betão num encamisamento

A solução a utilizar depende principalmente da espessura do encamisamento preconizado, como tal apresentam-se de seguida os valores de referência para cada uma delas (Fardis, 2009; Gomes e Appleton, 1997):

Tabela 2.1 - Espessura do encamisamento

Espessura do encamisamento (e)	Solução de aplicação recomendada
50 a 100 mm	Betão projetado
> 75 mm	Betão cofrado
40 a 60 mm	Argamassas especiais

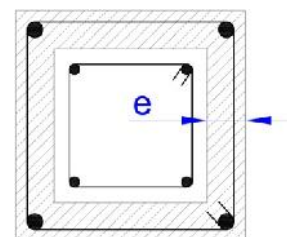


Figura 2.6 - Espessura de encamisamento (Adaptado de Gomes e Appleton, 1997)

Os materiais a utilizar nos trabalhos de reforço ou reparação devem ser de elevada qualidade, devendo garantir uma elevada resistência à compressão, boa aderência, boa trabalhabilidade que permita betonar espaços de difícil acesso, retração reduzida e compatibilidade de deformabilidade com o betão que compõe o elemento em intervenção. São eles (Gomes e Appleton, 1997):

- As argamassas especiais, são argamassas pré-doseadas de fábrica que possuem características tixotrópicas. Estas características permitem a sua aplicação à colher, sendo de relembrar que a utilização desta técnica só é viável quando o volume de material a aplicar é reduzido.

- Betão com aplicação por cofragem, a sua metodologia de aplicação em obra é em tudo igual à utilizada na construção de novos elementos de betão armado, daí ser um tipo de reforço sísmico muito utilizado.

O betão do encamisamento pode ver o seu desempenho melhorado com recurso a aditivos e adjuvantes, que lhe confere geralmente uma elevada resistência. Estes aditivos podem ser:

- Materiais à base de ligantes – compostos por cimentos especiais, isto é, com características expansivas, endurecimento rápido, maior resistência química, etc. Podem também ser adicionados adjuvantes com propriedades aceleradoras de presa, superplastificantes, etc.
 - Materiais com adição de polímeros – os quais podem substituir total ou parcialmente a água de amassadura, ou também parte do cimento, neste último caso são designados por modificadores cimentícios. Estes polímeros podem atuar como redutores de água, optimizadores de aderência entre betões e melhorar as condições de cura. Dos vários polímeros disponíveis, os mais utilizados são as resinas sintéticas, uma vez que estas apresentam uma boa compatibilidade química com o cimento *Portland*.
 - Materiais à base de ligantes sintéticos – Estes materiais substituem o cimento na totalidade e consistem em resinas do tipo termoendurecedoras, sendo a mais utilizada a resina *epoxy*. Os betões produzidos com estes materiais, requerem a utilização de inertes especiais, os quais têm uma sensibilidade elevada às condições de humidade e temperatura. Durante a fase de endurecimento, dá-se uma reação exotérmica que pode conduzir a uma retração significativa. Este tipo de betão requer uma prévia pintura protetora das armaduras ou do betão inicial, uma vez que não são suficientemente alcalinos para ocorrer a passivação das armaduras. É também de referir que este tipo de ligante apresenta uma baixa resistência ao fogo.
- Betão aplicado por projeção é o processo mais indicado quando se tem de betonar grandes volumes para aplicar o reforço ou reparação numa estrutura.

O betão projetado pode ser aplicado por via de dois processos de mistura, são eles, a via húmida e a via seca, sendo este último o mais utilizado, no qual os inertes e o cimento são misturados e transportados a seco até à pistola de aplicação, na qual é adicionada a

água que é projetada em paralelo com a mistura seca. Vale a pena lembrar que o betão projetado por via seca requer mão-de-obra especializada para garantir a qualidade do produto final, uma vez que é o operador que determina a quantidade de água a aplicar, assim como a distância e o ângulo da pistola de aplicação em relação à superfície a betonar.

A constituição do betão projetado é semelhante à de um betão normal, tendo apenas como condicionante a máxima dimensão do inerte, devendo esta ser adequada ao equipamento de projeção, sendo os 10mm um valor de referência. Quanto à relação da mistura cimento/inerte, esta varia entre 1/3 e ¼ (Comité Euro-Internacional Du Béton, 1983).

De seguida apresentam-se algumas das vantagens de optar pela solução de betão projetado (Gomes e Appleton, 1997):

- Garante uma boa aderência ao betão e armaduras existentes;
- Elevada resistência devida à baixa relação água/cimento e à grande compactidade (esta última também garante uma boa durabilidade);
- Economia de cofragens, as mesmas só são necessárias em zonas de aresta viva;
- Permite superfícies lisas e planas, com recurso a um acabamento à talocha. É de ter em atenção que esta operação reduz a compactidade da superfície, deixando a estrutura mais exposta em ambientes agressivos.

5) Cura:

A cura é essencial para se obter uma maior resistência e aderência. A mesma é conseguida através de molhagens sucessivas ou por aplicação de membranas de cura (Gomes e Appleton, 1997).

2.2. Metodologia de cálculo do encamisamento de betão em pilares (DCM)

De acordo com o artigo 5.4.2.1(1) do EC8, os valores de dimensionamento dos momentos fletores e esforços axiais, são obtidos a partir da análise da estrutura para a situação de projeto sísmico, seguindo a metodologia indicada no artigo 6.4.3.4 do EC0 (Fardis e Tsionis, 2012).

Quanto aos esforços transversos de dimensionamento, respeitando o artigo 5.4.2.3(1) do EC8, os mesmos são determinados de acordo com as regras do *capacity design*, com base no equilíbrio de esforços de cada coluna sujeita aos momentos fletores que correspondem à formação das rotulas plásticas nas vigas que estão ligadas às extremidades desta (Fardis e Tsionis, 2012).

De acordo com Fardis e Tsionis, 2012, é possível verificar no artigo 5.4.2.3(1) do EC8, onde os momentos plásticos estão definidos como $M_{i,d}$:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (7)$$

Onde:

γ_{Rd} é o factor que tem em conta a resistência adicional gerada pela armadura e pelo confinamento do betão na zona comprimida da secção. Para DCM o valor de $\gamma_{Rd}=1.1$;

$M_{Rc,i}$ é o valor de dimensionamento do momento resistente da coluna na extremidade “i”;

M_{Rc} , M_{Rb} são a soma dos valores de dimensionamento dos momentos resistentes das colunas e das vigas, respetivamente, nos nós de ligação.

O cálculo da resistência à flexão e ao corte é feito segundo a NP EN 1992-1-1:2010, tal como é indicado no artigo 5.4.3.2.1(1) da NP EN 1998-1:2010, em que o valor do esforço axial a usar, é obtido na análise sísmica e tendo em conta as disposições construtivas para a ductilidade local em pilares primários, indicadas no artigo 5.4.3.2.2 do mesmo documento (Fardis e Tsionis, 2012).

Em concordância com o artigo 4.4.2.3 da NP EN 1998-1:2010, para serem verificadas as condições de ductilidade global e local, nos edifícios de múltiplos pisos deve ser prevenida a formação de rótulas plásticas nos pilares, uma vez que estas formam um mecanismo de piso flexível, que por sua vez induz exigências de ductilidade local excessivas nos mesmos. Com o objetivo de cumprir com estes requisitos, em todos os nós de ligação pilar-viga primários deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (8)$$

Na qual:

M_{Rc} é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Com atenção de que na expressão (8) deve-se utilizar o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços da situação de projeto sísmico;

M_{Rb} é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Esta condição deve ser satisfeita em duas direções ortogonais, vulgo direção “x” e direção “y”, assim como para ambos os sentidos da ação sísmica. É de referir também que de acordo com a alínea 6 do artigo 4.4.2.3 da NP EN 1998-1:2010, que o atrás mencionado não se aplica ao últimos piso de edifícios de múltiplos pisos.

Tendo em consideração o que foi dito anteriormente no presente capítulo, em conjunto com a tabela 3.4.4 do documento *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings - Worked examples*, pode-se então esquematizar o dimensionamento do reforço para cada pilar de acordo com o exemplo descrito abaixo, neste caso para a coluna “c2”:

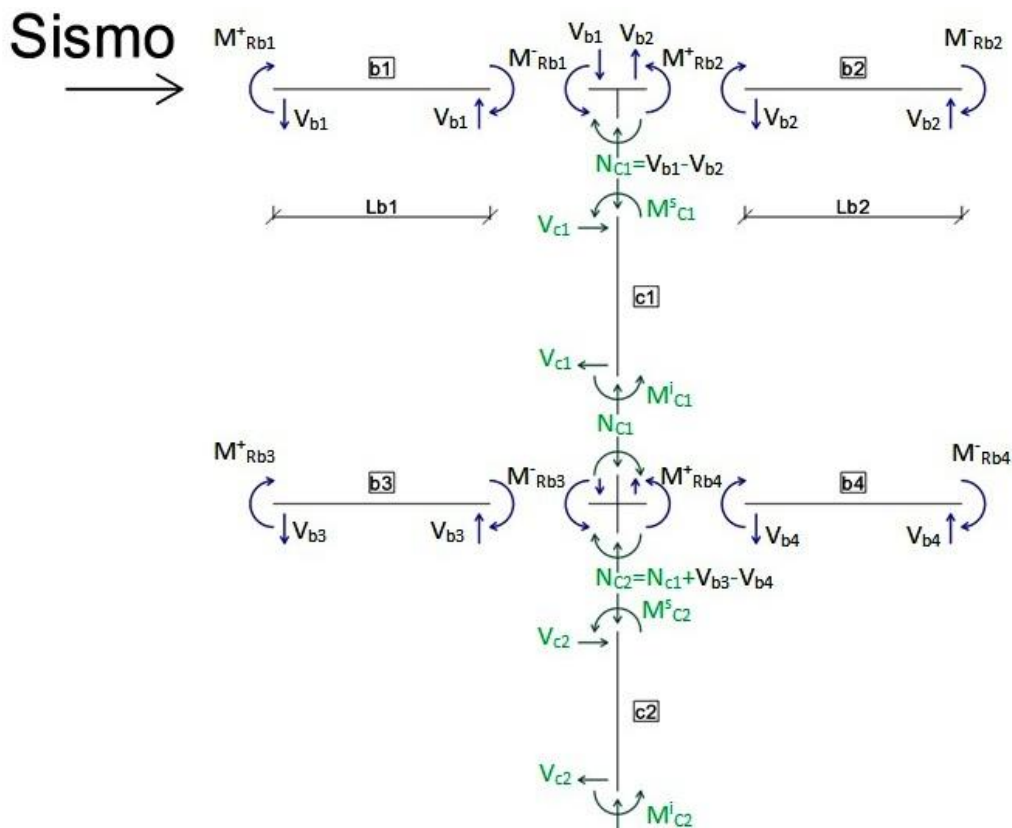


Figura 2.7 – Exemplo da distribuição de esforços nos pórticos

1. Cálculo do esforço transverso atuante nas vigas com base no momento resistente das mesmas.

$$V_{b1} = \frac{M_{Rb1}^+ + |M_{Rb1}^-|}{L_{b1}} \quad e \quad V_{b2} = \frac{M_{Rb2}^+ + |M_{Rb2}^-|}{L_{b2}} \quad (9)$$

$$V_{b3} = \frac{M_{Rb3}^+ + |M_{Rb3}^-|}{L_{b3}} \quad e \quad V_{b4} = \frac{M_{Rb4}^+ + |M_{Rb4}^-|}{L_{b4}}$$

2. Determinação do esforço axial nas colunas com base no esforço transverso das vigas anteriormente calculado.

$$N_{c1} = V_{b1} - V_{b2} \quad e \quad N_{c2} = N_{c1} + V_{b3} - V_{b4} \quad (10)$$

3. Cálculo do momento transmitido às colunas, tendo em conta a condição (8), assim como o artigo 5.4.3.2.1(2) da NP EN 1998-1:2010, o qual indica que a flexão desviada poderá ser simplificada, sendo que para tal em cada direção seja considerada a resistência à flexão reduzida em 30%. Tendo também em consideração a distribuição proporcional dos esforços entre os pilares ligados ao nó em questão, tendo como base os momentos atuantes na combinação sísmica do programa de cálculo automático.

$$M_{c2}^s = \frac{M_{c2,0}^s}{M_{c2,0}^s + M_{c1,0}^i} \times 1.3 \times \left(\frac{|M_{Rb3}^-|}{0.7} + \frac{M_{Rb4}^+}{0.7} \right) \quad (11)$$

4. Obtenção dos esforços de dimensionamento, N_{ed} e M_{ed} , e determinação da armadura de reforço para o encamisamento da coluna a partir dos esforços calculados nos pontos anteriores, em conjunto com os esforços obtidos a partir da combinação frequente de ações do programa de cálculo automático.

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,c2} &= N_{c2} \pm N_{c2,g+\Psi_2q} \\ M_{Ed,c2} &= M_{c2}^s \pm M_{c2,g+\Psi_2q} \end{aligned} \right\} A_{Sc2} \quad (12)$$

5. Cálculo do novo momento resistente das colunas encamisadas.

$$\left. \begin{aligned} N_{Ed,c2} &= N_{c2} \pm N_{c2,(g+\Psi_2q)} \\ &A_{Sc2} \end{aligned} \right\} M_{Rdc2} \quad (13)$$

6. Cálculo do esforço transverso atuante nas colunas após o encamisamento, de acordo com a tabela 3.4.4 do documento *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings - Worked examples*.

$$V_{c2} = \frac{|M_{RC2}^I| + |M_{RC2}^S|}{L_{c2}} \times 1.1 \quad (14)$$

7. Determinação do esforço transverso de cálculo, sendo o cálculo das armaduras de acordo com o indicado na EN 1992-1-1:2004.

$$V_{Ed,c2} = V_{c2} \pm V_{c2,g+\Psi_2q} \quad (15)$$

Este processo tem de ser repetido em todas as colunas sismicamente deficientes do sistema estrutural, em ambos os sentidos do sismo, assim como nos planos “x-x” e “y-y”.

Para concluir o dimensionamento do reforço é necessário verificar o cumprimento das disposições construtivas exigidas no artigo 5.4.3.2.2 do NP EN 1998-1:2010, são elas:

- Garantir uma taxa total de armadura longitudinal ρ_1 não inferior a 0.01 e não superior a 0.04:

$$\rho_1 = \frac{A_{sI}}{b_w d} \quad (16)$$

Em que:

A_{sI} é a área de armadura de flexão na secção;

- Colocação de pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto com o objetivo de garantir a integridade das ligações viga-pilar;
- Devem ser cumpridas as seguintes exigência referentes às zonas críticas, l_{cr} , dos pilares:

- a) Extensão da zona crítica:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0.45\} \quad (17)$$

em que:

h_c maior dimensão da secção transversal do pilar;

l_{cl} comprimento livre do pilar.

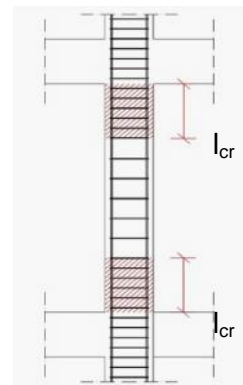


Figura 2.8 – Zonas críticas dos pilares (adaptado de NP EN 1998-1, 2010);

b) Na zona crítica da base dos pilares primários o valor de ductilidade em curvatura, μ_ϕ , deve ser maior ou igual aos seguintes valores:

$$\begin{aligned} \mu_\phi &= 2q_0 - 1 && \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_\phi &= 1 + 2(q_0 - 1) T_C / T_1 && \text{se } T_1 < T_C \end{aligned} \quad (18)$$

c) Se para os valores de μ especificados anteriormente, for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a $\epsilon_{cu2} = 0.0035$, a perda de resistência provocada pelo destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento do núcleo de betão, de acordo com o estipulado na NP EN 1992-1-1:2010, 3.1.9;

d) As alíneas b) e c) consideram-se satisfeitas se se verificar a seguinte condição:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi\nu_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (19)$$

em que:

α coeficiente de eficácia do confinamento;

ω_{wd} taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;

μ valor necessário do factor de ductilidade em curvatura;

ν_d esforço normal reduzido de cálculo;

$\epsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

b_c largura bruta da secção transversal;

b_o largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas).

e) Na zona crítica na base dos pilares primários, deve ser considerado um valor mínimo de ω_{wd} igual a 0.08;

- f) Nas zonas críticas dos pilares as cintas e ganchos devem ter um diâmetro não inferior a 6mm e um espaçamento não superior a:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (20)$$

E a distância entre varões longitudinais cintados consecutivos não deve ser superior a 200mm, com atenção ao disposto na NP EN 1992-1-1:2010, 9.5.3(6);

3. REFORÇO SÍSMICO POR ADIÇÃO DE PAREDES RESISTENTES DE BETÃO ARMADO

Tal como já foi referido anteriormente, o reforço estrutural através da adição de paredes resistentes de betão armado integra-se nas intervenções ao nível do sistema estrutural, as quais têm o objetivo de aumentar a rigidez e a resistência global e reduzir as deformações e os esforços nos restantes elementos estruturais, resultantes da ação sísmica. De acordo com Fardis, 2009, em certas circunstâncias, este tipo de intervenção pode ser uma opção mais económica que o reforço ao nível dos elementos. Mas também traz inconvenientes para a funcionalidade do edifício, sempre que implica o preenchimento total ou parcial de aberturas, ou a ocupação de área livre de pavimento.

A adição de paredes resistentes de betão é uma das técnicas mais aplicadas no reforço sísmico de edifícios e é muito eficaz no controlo dos deslocamentos laterais e na redução de danos em pórticos e elementos não estruturais. As mesmas permitem criar um sistema que absorva a totalidade da ação sísmica, passando os elementos estruturais existentes a ser tratados como secundários e as novas paredes dimensionadas e pormenorizadas segundo o Eurocódigo 2, tal como acontece em novos edifícios. Quando se opta por usar as novas paredes como suplemento ao sistema estrutural, estas passam a ser verificadas à flexão, não descurando no entanto a pormenorização semelhante aos novos edifícios para garantir criação de rótulas plásticas na base, sem que ocorram roturas frágeis. Estas paredes são também dimensionadas em toda a sua altura de acordo com os critérios do *Capacity Design* para a resistência ao esforço de corte (Fardis, 2009).

É de referir que a continuidade das paredes ao longo dos pisos aumenta a sua resistência e que uma boa ancoragem da mesma é essencial para se conseguir uma boa capacidade resistente e de deformação (Fardis, 2009).

3.1. Ligação à estrutura existente

As novas paredes resistentes podem preencher parcial ou totalmente os espaços interiores de pórticos estrategicamente escolhidos (Figura 3.1), sendo que no último caso estas podem envolver as vigas e pilares dos mesmos. Idealmente, quando se opta por este método de reforço deve-se preencher totalmente o interior do pórtico e envolver os seus elementos. Com isto, as novas armaduras a adicionar são apenas as que compõem as novas paredes, tendo estas

que ser ancoradas aos elementos estruturais que as confinam (neste caso vigas e pilares), através de conectores específicos para tal. Com a fixação destes conectores, e o seu envolvimento pelo novo betão, está praticamente garantida a transferência da capacidade de resistente da nova armadura para os elementos do pórtico. Chama-se a atenção de que, para se conseguir este objetivo, é essencial uma boa pormenorização assim como um bom encaminhamento das cargas entre os novos elementos e os existentes, até à fundação. Isto vai prevenir a redução da ductilidade global e a rotura frágil dos elementos. É também necessário referir que no caso de não haver uma ligação integral entre as paredes de reforço e a estrutura, o comportamento do conjunto é incerto, assim como a fiabilidade da modelação e da verificação de segurança (Fardis, 2009).



Figura 3.1- Adição de armaduras para a construção de um reforço com paredes resistentes (buildingresearch.com.np)

Idealmente, de maneira a que a estrutura e o reforço trabalhem como um só, é necessário que as paredes envolvam os pilares e vigas existentes, mas também implica a abertura de orifícios na laje para a passagem das armaduras verticais para o piso seguinte e para se fazer a betonagem da peça. Adicionalmente pode-se colocar ligações metálicas chumbadas com *epoxy* ao logo do interface dos elementos, o que vai reforçar a ligação entre betões e consequentemente levar a um comportamento mais uniforme do conjunto. Em situações onde não é possível o envolvimento das vigas, deve-se pelo menos garantir o dos pilares, de maneira a corrigir/prevenir eventuais problemas de confinamento das paredes e das armaduras de reforço (Fardis, 2009).

É de grande importância, assegurar a transferência das forças de inércia dos pisos para o novo sistema de paredes. Uma parede é considerada adequadamente ligada ao diafragma do piso sempre que esta envolve as vigas, ou que as suas armaduras estejam bem ancoradas aos

membros dos pórticos envolventes, e que a laje do piso seja integra com as vigas do mesmo (Fardis, 2009).

Quando as condicionantes não permitem que a nova parede envolva os elementos do pórtico, esta deve preencher toda a abertura. Nesta situação a ligação das novas armaduras aos elementos estruturais à sua volta é um ponto crítico nesta solução. Mesmo quando existe um correto reforço para resistir aos esforços de corte, não há certezas quanto ao comportamento da interface entre o novo e o velho, assim como quantificar a resistência da mesma, ou a capacidade de deformação do sistema. (Fardis, 2009)

3.2. Fundação das novas paredes

Uma fundação adequada para as paredes de reforço, é um dos principais pontos para garantir um funcionamento correto do novo sistema estrutural, mas também um dos mais complexos e problemáticos na execução deste tipo de técnica, uma vez que é difícil de transferir os esforços da base da parede para o solo, e necessita de uma intervenção mais intrusiva e dispendiosa na fundação do edifício. Apesar da carga gravítica poder ser baixa, o mesmo não se verifica com os momentos transferidos para a base perante um evento sísmico. A carga vertical nesta nova fundação pode não ser muito superior ao peso próprio da parede e do elemento de fundação, isto no caso de esta não envolver fundações vizinhas. Ou seja, uma sapata isolada. Estas sapatas isoladas têm uma grande tendência para oscilar e em casos extremos, podendo chegar mesmo a erguer-se do solo durante um sismo. O facto da fundação da nova parede resistente perder o contacto com o solo implica uma redução drástica na capacidade de absorção de momentos na base da parede. Nos casos em que apenas se verifica a oscilação da sapata, a parede consegue manter o seu comportamento rígido, prevenindo o aparecimento de mecanismos de colapso nos pisos, mas também há um aumento significativo dos deslocamentos laterais e de esforços de torsão nas vigas, especialmente naquelas que estão diretamente ligadas à nova parede. Se não for feito o devido reforço destas vigas, os esforços provocados pelas oscilações da parede podem provocar a rotura das mesmas (Fardis, 2009).

Para garantir que a parede consegue corresponder às nossas expectativas, isto é, desempenhar a sua função, logo desde a base, de elemento fundamental para a rigidez lateral e resistência da estrutura é essencial evitar ou reduzir ao máximo os efeitos de levantamento e oscilação da fundação. Isto pode ser conseguido através do aumento da secção da sapata em planta, de maneira a aumentar o seu peso próprio ou para ligar esta a sapatas vizinhas com o objetivo de evitar o levantamento da mesma (Figura 3.2). Outra solução possível passa por

fixar a nova sapata ao solo com recurso a micro-estacas. Vale a pena referir que estas soluções só são economicamente viáveis quando o edifício a intervir está dotado de fundações com capacidade de ancorar a nova parede e respetiva sapata, visto as mesmas serem muito dispendiosas e afetarem grandemente a utilização da edificação (Fardis, 2009).



Figura 3.2 - Reforço da fundação: ligação entre sapatas vizinhas (buildingresearch.com.np)

Também para corrigir esta problemática, Tsiknias e Pittas em 1992, conceberam um sistema que permite transferir o momento da base da parede resistente para o solo sem grandes oscilações ou levantamento da fundação. Tal como é possível verificar na figura 3.3, este sistema consiste em construir a parede a partir do primeiro piso acima do piso térreo, sendo que esta nova parede tem uma largura igual a metade do vão e fica colocada numa das extremidades do mesmo. A viga na qual fica apoiada a base da parede, é ligada às fundações através de duas colunas diagonais, formando um “V” invertido.

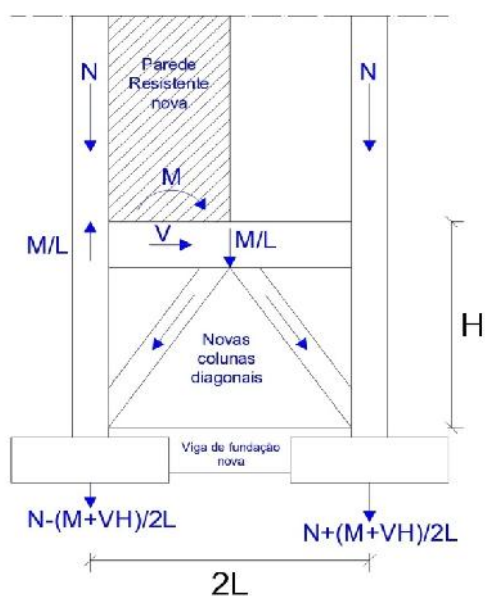


Figura 3.3 - Transferência de cargas para a fundação através de colunas de betão diagonais

(Adaptado de Fardis, 2009)

Com isto o momento M na base da parede é convertido num par de forças verticais, com um valor total de $\pm 2M/L$. Uma das componentes M/L é aplicada no vértice do “V” invertido e é transferido para as sapatas através da compressão ou tração das colunas que forma o mesmo. A outra componente M/L é transferida para a sapata pelo próprio pilar. Juntando a esta força a carga axial N que já existe na sapata, consegue-se prevenir o levantamento desta, sendo este efeito conseguido até ao valor de $M=NL$ na base da parede resistente, que é por norma um valor muito superior ao da resistência ao levantamento de uma sapata grande o suficiente para acomodar a nova parede e o pilar existente. É de referir que este sistema implica o encamisamento da viga do piso térreo e dos respetivos pilares para acomodarem as colunas do reforço e os respetivos esforços que estas transmitem. Tal não se verifica no caso das colunas diagonais serem metálicas. Poderá também ser necessário aumentar as sapatas existentes e adicionar uma viga de fundação, no caso de esta ainda não existir (Fardis, 2009).

4. CASO PRÁTICO

Neste caso prático vai ser feito um reforço estrutural baseado na EN 1998-3:2005, numa estrutura de betão armado, dimensionada de acordo com a regulamentação anterior, RSAEEP e REBAP.

Para o reforço estrutural vão ser consideradas e comparadas 2 soluções de intervenção:

- Encamisamento fechado, com aumento da ductilidade para DCM;
- Adição de paredes resistentes de betão armado, com aumento da ductilidade para DCM;

4.1. Descrição do edifício

Tal como foi referido anteriormente, o edifício preconizado para este caso prático foi inicialmente dimensionado de acordo com a anterior regulamentação, RSAEEP e REBAP, para que posteriormente se possa fazer a comparação com a nova regulamentação em vigor. É constituído por 4 pisos elevados, com uma área de implantação de 169m², de acordo com o RSAEEP está fundado em terreno Tipo III (Tipo C no EC8), localizado em Tavira e tem função de edifício de habitação. Estes pisos são compostos por lajes vigadas e uma cobertura em terraço não acessível. A altura entre pisos é de 4.5m no piso térreo e de 3.0m nos restantes (Figura 4.1).

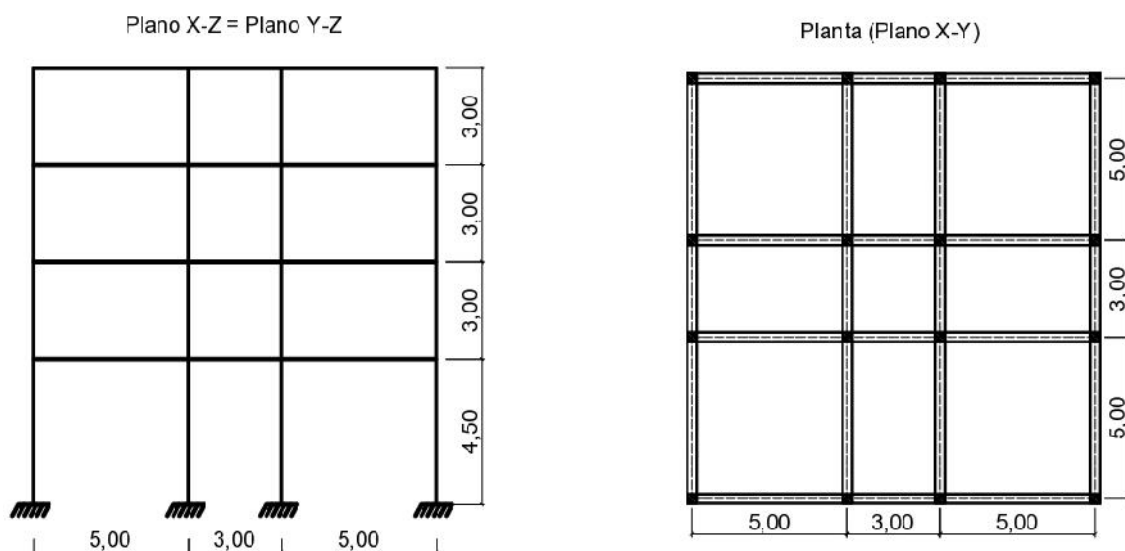


Figura 4.1 - Geometria da estrutura

A estrutura de suporte é composta por pórticos (estrutura porticada), em que os diversos elementos (vigas, lajes, pilares) são maciços em betão armado e está fundada com fundações profundas.

A classe do betão considerado foi a B25 de acordo com o REBAP, ou C25/30 de acordo com a regulamentação atual, NP EN 1992-1-1. O aço considerado foi o A400NR cujo valor de cálculo da tensão de cedência é de aproximadamente 348 MPa.

4.2. Ações sobre a estrutura de acordo com RSAEEP e REBAP

4.2.1. Ações estáticas

Para os elementos não estruturais, neste caso, paredes de alvenaria e revestimentos de pavimento, com recurso às Tabelas de Cálculo de Betão Armado e Pré-Esforçado I do Instituto Superior Técnico, foram considerados as seguintes soluções e respetivos pesos próprios:

- Revestimento usual de pavimento – **1.5kN/m²**;
- Revestimento de terraços, incluindo camada de forma em betão leve, telas impermeabilizantes e proteções – **2.0kN/m²**;
- Paredes exteriores duplas em alvenaria de tijolo furado (30x20x7 + 30x20x15) – **2.7kN/m²**;
- Paredes interiores simples em alvenaria de tijolo furado com uma espessura total de 15cm (30x20x11) – **1.8kN/m²**;
- Guarda de betão armado (1.10m x 0.10m) – **2.75kN/m**;

As respetivas cargas e sobrecargas, acordo com o RSAEEP:

- Paredes Interiores (Artigo 35.1.3): $P_{Paredes\ Int.} = 0.4 \times 0.8 \times 1 \times 3 = 2.16\text{kN/m}^2$, $\psi_0=\psi_1=\psi_2=1$;
- Sobrecarga de pavimento (Artigo 35.1.1 a) – **2.0kN/m²**, $\psi_0=0.7$; $\psi_1=0.6$; $\psi_2=0.4$;
- Sobrecarga de cobertura em terraço (Artigo 34.2 b) – **1.0kN/m²**, $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$.

Tabela 4.1 - Resumo de cargas estáticas na estrutura

Elemento	Tipo de carga	Cargas	Valor	Uni.
Pisos intermédios	Cargas Permanentes	DEAD (Peso Próprio do B.A.) inc/vigas, pilares e laje cob	25.0	kN/m ³
		PAREXT (Paredes Exteriores)	7.02	kN/m
		REVP (Revestimento de Piso)	1.5	kN/m ²
	Paredes interiores	2.16	kN/m ²	
Sobrecargas	SQ Pavimento habitação	2.0	kN/m ²	
Cobertura	Cargas Permanentes	DEAD (Peso Próprio do B.A.)	25.0	kN/m ³
		REVCob (Revestimento de Cobertura)	2.0	kN/m ²
		GUARDACob (Murete do terraço)	2.75	kN/m
	Sobrecargas	SQcob (Sobrecarga de pavimento de terraços não acessíveis)	1.0	kN/m ²

4.2.2. Ações dinâmicas

A ação do vento não foi considerada no dimensionamento desta estrutura, uma vez que não é uma ação relevante para o tema desta dissertação.

Para a ação do sismo obtiveram-se os espectros de resposta de acordo com o RSAEEP para a zona sísmica "A" do território nacional (Figura 4.2):

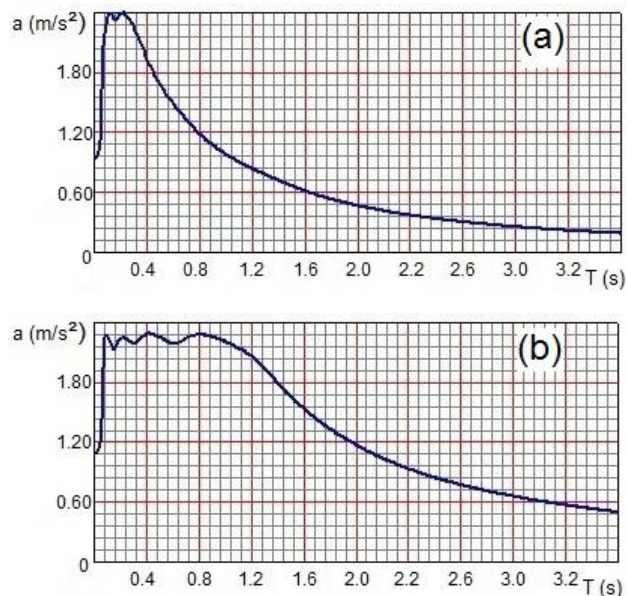


Figura 4.2- Espectros de resposta segundo RSAEEP para zona A: (a) Sismo 1 (próximo); (b) Sismo 2 (afastado).

4.3. Modelação estrutural

O tipo de modelo utilizado foi o modelo de elementos finitos, com recurso ao software de cálculo automático SAP 2000. É de salientar que para fins de análise sísmica, a estrutura é regular tanto em planta como em altura.

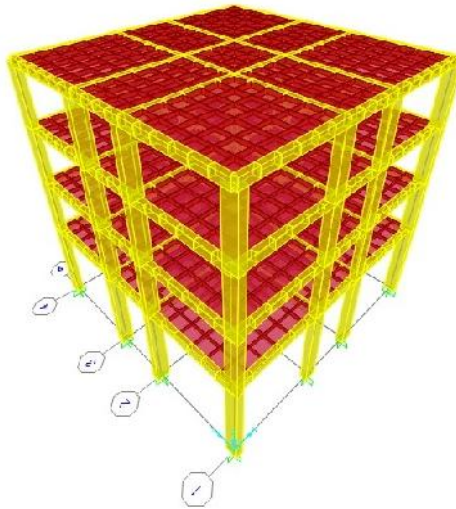


Figura 4.3 - Vista 3D da estrutura no programa SAP2000.

Com o objetivo de validar o modelo de cálculo, foi feita uma comparação entre o cálculo manual e o cálculo automático com base nas cargas verticais sobre as fundações da estrutura:

Tabela 4.2 - Validação do modelo de cálculo estrutural

	Carga (kN) Manual	Carga (kN) SAP2000
Vigas 45x35	1638	6246,5
Pilares 35x65	1228,5	
Lajes	3380	
Paredes Int	1095,12	1095,12
Paredes Ext	1095,12	1095,12
Rev Pav	760,5	760,5
Rev Cob	338	338
Guarda Cob	143	143
Sq pav	1014	1014
Sq cob	169	169
TOTAL	10861,24	10861,24
Erro = 0%		

Com isto, pode-se considerar o presente modelo de cálculo como válido.

4.4. Dimensionamento da estrutura segundo RSAEEP e REBAP

Após o pré-dimensionamento obteve-se as seguintes geometrias de elementos:

Tabela 4.3 - Dimensões dos elementos

Dimensões Elementos		b	h
Pilares	A1, D1, A4, D4, B2, C2, B3, C3	0,35	0,65
Pilares	A2, D2, A3, D3, B1, C1, B4, C4	0,65	0,35
Vigas		0,35	0,45

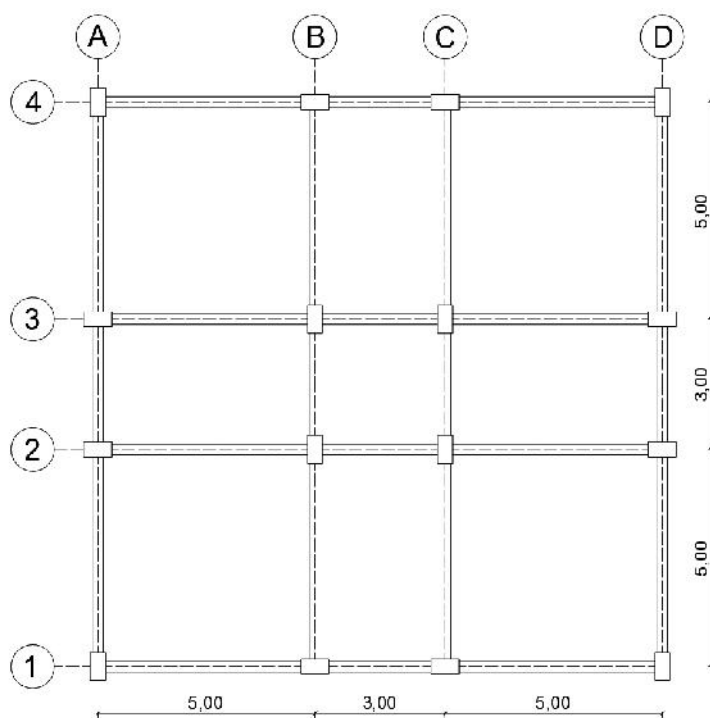


Figura 4.4 - Planta indicativa da geometria dos elementos estruturais

4.4.1. Pressupostos

No dimensionamento desta estrutura pressupõe-se as seguintes condições:

- No dimensionamento desta estrutura não foram tidos em conta acessos verticais entre pisos, por simplificação da estrutura.
- A cobertura é apenas acessível a trabalhos de manutenção.

4.4.2. Dimensionamento dos elementos

4.4.2.1. Pilares

Tabela 4.4- Armadura longitudinal nos pilares de acordo com o SAP2000

	Pilar A1, D1, A4, D4		Pilar A2, D2, A3, D3		Pilar B1, C1, B4, C4		Pilar B2, C2, B3, C3	
Piso	$A_{s,tot}$ (cm ²)	Armadura Adotada por face	$A_{s,tot}$ (cm ²)	Armadura Adotada por face	$A_{s,tot}$ (cm ²)	Armadura Adotada por face	$A_{s,tot}$ (cm ²)	Armadura Adotada por face
0	38,752	4 ϕ 20+1 ϕ 12	38,483	4 ϕ 20+1 ϕ 12	40,448	4 ϕ 20+1 ϕ 12	39,820	4 ϕ 20+1 ϕ 12
1	18,896	2 ϕ 20+2 ϕ 12	22,546	2 ϕ 20+3 ϕ 12	24,953	2 ϕ 20+3 ϕ 12	32,120	4 ϕ 20+1 ϕ 12
2	17,117	2 ϕ 20+2 ϕ 12	18,305	2 ϕ 20+2 ϕ 12	18,82	2 ϕ 20+2 ϕ 12	19,549	2 ϕ 20+2 ϕ 12
3	16,082	2 ϕ 20+2 ϕ 12	15,628	2 ϕ 20+2 ϕ 12	17,652	2 ϕ 20+2 ϕ 12	16,103	2 ϕ 20+2 ϕ 12

Tabela 4.5- Armadura de esforço transverso nos pilares

	Pilar A1, D1, A4, D4		Pilar A2, D2, A3, D3		Pilar B1, C1, B4, C4		Pilar B2, C2, B3, C3	
Piso	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Armadura	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Armadura	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Armadura	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Armadura
0	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15
1	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15
2	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15
3	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15	Asw/s min	est 2R ϕ 8//0,15

4.4.2.2. Vigas

Tabelas 4.6- Armadura longitudinal nas vigas de acordo com o SAP2000

Viga: A1-B1				Viga: A1-B1				Viga: A1-B1				Viga: A1-B1						
Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura			
1	0	Sup	4φ16+1φ25	2	0	Sup	4φ16+1φ20	3	0	Sup	2φ10+3φ16	Cob	0	Sup	2φ16+1φ10			
		Inf	4φ12+1φ16			Inf	2φ16+1φ12			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10	1	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+1φ12			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	2	Inf	2φ16+1φ10		2	Inf	2φ16+1φ10		2	Inf	2φ16+1φ10		2	Inf	2φ16+1φ10	2	Inf	2φ16+1φ10
	3	Inf	2φ16+1φ10		3	Inf	2φ16+1φ10		3	Inf	2φ16+1φ10		3	Inf	2φ16+1φ10	3	Inf	2φ16+1φ10
	4	Sup	3φ16		4	Sup	2φ16+1φ10		4	Sup	2φ16+1φ10		4	Sup	2φ16+1φ10	4	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+1φ12			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	5	Sup	2φ32		5	Sup	5φ16+2φ10		5	Sup	1φ10+4φ16		5	Sup	2φ16+1φ10	5	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	4φ16+2φ25			Inf	5φ16			Inf	2φ16+1φ12			Inf	2φ16+1φ10			

Viga: B1-C1				Viga: B1-C1				Viga: B1-C1				Viga: B1-C1						
Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura			
1	0	Sup	2φ32	2	0	Sup	5φ16+2φ10	3	0	Sup	1φ10+4φ16	Cob	0	Sup	2φ16+1φ10			
		Inf	4φ16+2φ25			Inf	5φ16			Inf	2φ16+1φ12			Inf	2φ16+1φ10			
	1	Sup	2φ16+2φ12		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10	1	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	3φ16			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	2	Sup	2φ16+2φ12		2	Sup	2φ16+1φ10		2	Sup	2φ16+1φ10		2	Sup	2φ16+1φ10	2	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	3φ16			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	3	Sup	2φ32		3	Sup	5φ16+2φ10		3	Sup	2φ10+3φ16		3	Sup	2φ16+1φ10	3	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	4φ16+2φ25			Inf	5φ16			Inf	2φ16+1φ12			Inf	2φ16+1φ10			

Viga: A2-B2																		
Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura			
1	0	Sup	2φ16+3φ25	2	0	Sup	4φ16+1φ25	3	0	Sup	5φ16	Cob	0	Sup	4φ12+1φ16			
		Inf	2φ10+3φ16			Inf	4φ12+1φ16			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	1	Sup	3φ16		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10	1	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+2φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	2	Inf	2φ16+2φ10		2	Inf	2φ16+1φ10		2	Inf	2φ16+1φ10		2	Inf	2φ16+1φ10	2	Inf	2φ16+1φ10
	3	Inf	2φ16+2φ10		3	Inf	2φ16+1φ10		3	Inf	2φ16+1φ10		3	Inf	2φ16+1φ10	3	Inf	2φ16+1φ10
	4	Sup	2φ16+2φ10		4	Sup	2φ16+1φ10		4	Sup	2φ16+1φ10		4	Sup	2φ16+1φ10	4	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+2φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	5	Sup	4φ16+1φ20		5	Sup	5φ16		5	Sup	2φ10+3φ16		5	Sup	2φ10+3φ16	5	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+3φ10			Inf	4φ12+1φ16			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			

Viga: B2-C2																		
Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura	Piso	x (m)	Posição	Armadura			
1	0	Sup	4φ16+1φ20	2	0	Sup	5φ16	3	0	Sup	2φ10+3φ16	Cob	0	Sup	2φ16+1φ10			
		Inf	2φ16+3φ10			Inf	4φ12+1φ16			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10		1	Sup	2φ16+1φ10	1	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	2	Sup	2φ16+1φ10		2	Sup	2φ16+1φ10		2	Sup	2φ16+1φ10		2	Sup	2φ16+1φ10	2	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			
	3	Sup	4φ16+1φ20		3	Sup	5φ16		3	Sup	2φ10+3φ16		3	Sup	2φ10+3φ16	3	Sup	2φ16+1φ10
		Inf	2φ16+3φ10			Inf	4φ12+1φ16			Inf	2φ16+1φ10			Inf	2φ16+1φ10			

Tabela 4.7- Armadura de esforço transverso nas vigas

Armaduras de esforço transverso				
Viga	Piso	X (m)	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	Armadura
A1-B1	1	0	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		4	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		5	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
B1-C1		0	4,902	est 2R wI //0,20
		1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		2	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		3	4,902	est 2R wI //0,20
A2-B2		0	4,917	est 2R wI //0,20
		1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		4	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		5	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
B2-C2	0	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$	
	1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$	
	2	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$	
	3	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$	
A1-B1	2, 3, Cob	0	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		5	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
B1-C1		0	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		2	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
A2-B2		3	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		0	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
B2-C2		5	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		0	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		1	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		2	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$
		3	Asw/s min	est 2R $\phi 8//0,25$

4.5. Comparação com as exigências da NP EN 1998-1:2010

Após o dimensionamento da estrutura, sujeitou-se a mesma às exigências da nova regulamentação. Tavira está localizada nas zonas 1.3 (Sismo afastado) e 2.3 (Sismo próximo) do zonamento sísmico da NP EN 1998-1:2010.

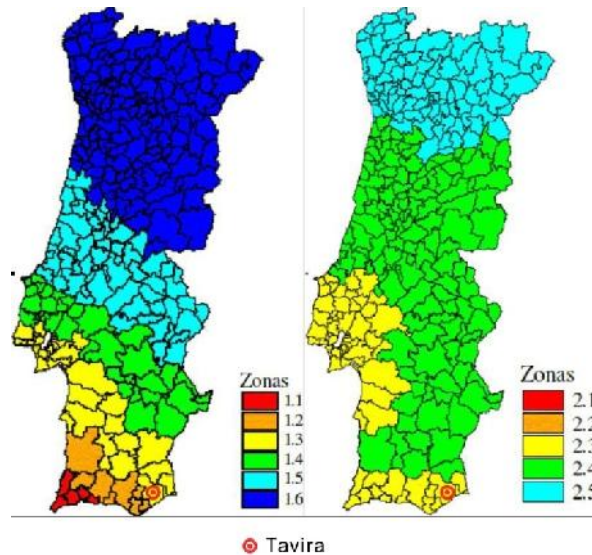


Figura 4.5 – Localização de Tavira no zonamento sísmico da NP EN 1998-1 (adaptado de NP EN 1998-1, 2010)

Em primeiro plano pode-se realçar a diferença acentuada observada na comparação dos espectros de resposta da ação sísmica de acordo com o RSA e os atuais (Figuras 4.6):

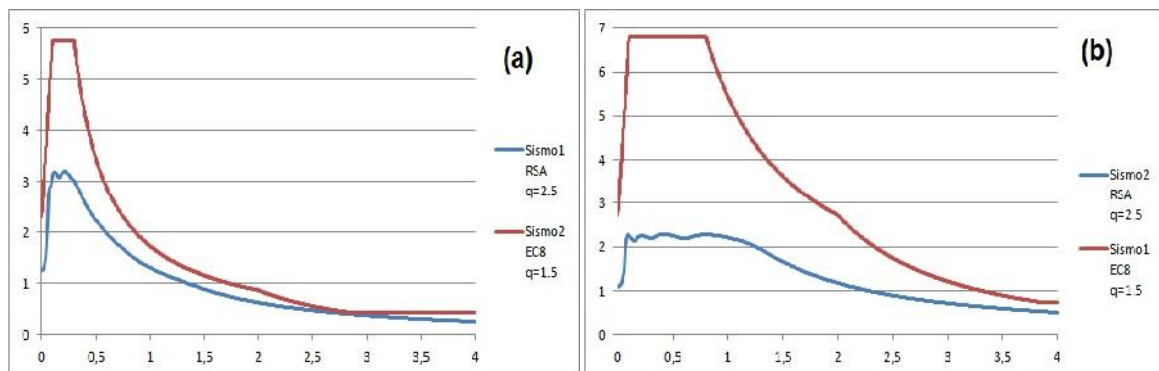


Figura 4.6 - Comparação de espectros de resposta: (a) Sismo próximo; (b) Sismo afastado.

Verifica-se também que de acordo com a tabela 4.7 que o período fundamental da estrutura é de 0.5952 segundos, o qual corresponde ao patamar de aceleração constante do espectro de resposta do Sismo 1 do EC8. Isto indica que a estrutura vai sofrer o valor máximo das acelerações espectrais:

Tabela 4.8 - Período, Frequência e Participação Modal

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Percentagem de massa mobilizada direção X		Percentagem de massa mobilizada direção Y	
			%	% Acumulado	%	% Acumulado
1	0,5952	1,6802	92,25%	92,25%	0,00%	0,00%
2	0,5918	1,6899	0,00%	92,25%	92,33%	92,33%
3	0,5294	1,8889	0,00%	92,25%	0,00%	92,33%
4	0,1772	5,6446	6,42%	98,67%	0,00%	92,33%
5	0,1763	5,6718	0,00%	98,67%	6,38%	98,70%

4.5.1. Verificação da capacidade resistente da estrutura às exigências da NP EN 1998-1:2010

No programa de cálculo automático, modelou-se a estrutura de acordo com o dimensionamento obtido seguindo a regulamentação anterior e sujeitou-se a mesma às exigências da NP EN 1998-1:2010.

Como já era previsível com a comparação anterior dos espectros de resposta, a estrutura não tem capacidade resistente suficiente, sendo que de acordo com o SAP2000, todos os pilares estão sobrecarregados assim como vários troços de vigas, totalizando 76 elementos que não passam na verificação de segurança.

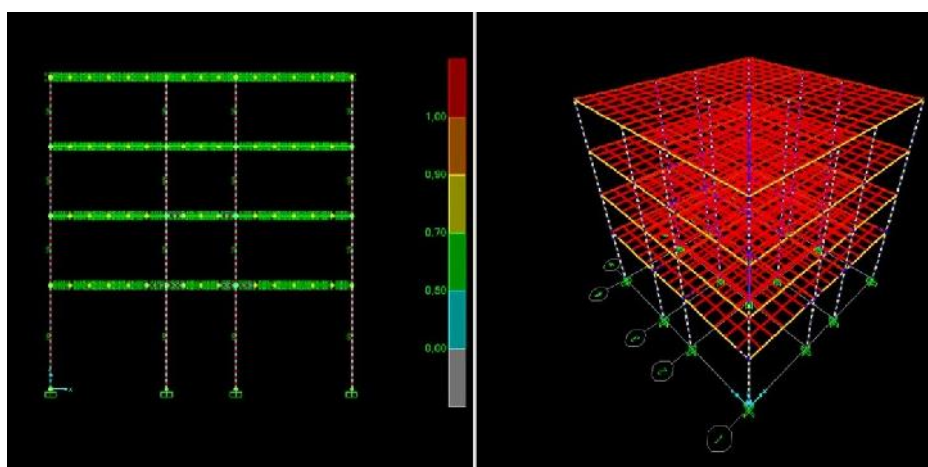


Figura 4.7 – Identificação dos elementos sobrecarregados de acordo com o SAP2000

Verificou-se também que para um coeficiente de comportamento, $q=1.5$, o reforço por encamisamento se torna quase impraticável, dada a quantidade de armadura exigida para o mesmo e ao facto de implicar também o reforço das vigas.

Visto isto, de acordo com o artigo 5.2.2.2(1) da NP EN 1998-1:2010, é possível trabalhar com a capacidade de dissipação de energia da estrutura, através do aumento do valor do coeficiente de comportamento até ao seu valor máximo regulamentar para este tipo de estrutura. Este valor pode ser obtido a partir da seguinte equação:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (21)$$

Tendo em conta que a estrutura em estudo se qualifica como um sistema porticado, então:

$$q_0 = 3.0 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.0 \times 1.3 = 3.9 \quad (22)$$

$$k_w = 1.0 \quad (23)$$

Ficamos então com,

$$q_{m\acute{a}x} = 3.9 \times 1.0 = 3.9 \quad (24)$$

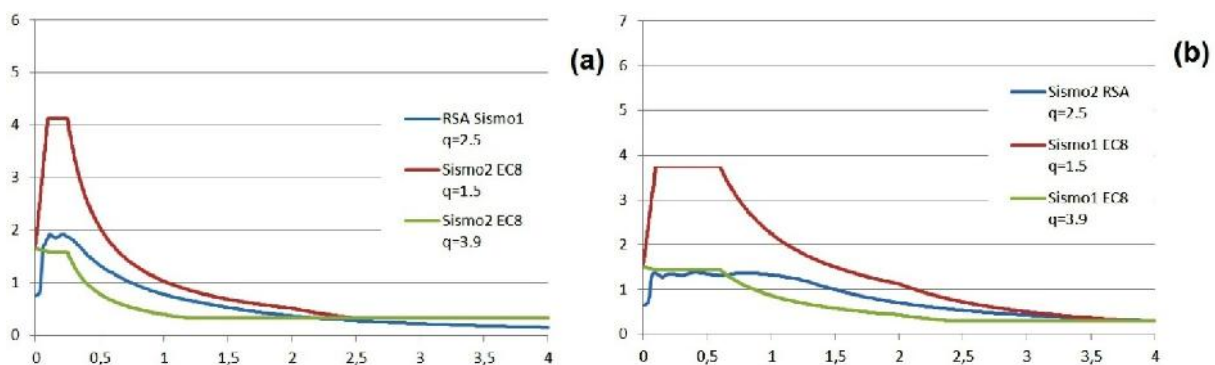


Figura 4.8 - Comparação de espectros de resposta: (a) Sismo próximo; (b) Sismo afastado.

Como é possível observar na figura 4.8, regista-se uma queda drástica na aceleração do espectro de resposta, para um coeficiente de comportamento de 3.9.

Daqui em diante passa a ser este o valor a que vai ser submetida a estrutura em estudo para avaliação da sua capacidade resistente e identificação dos elementos deficientes.

Com esta redução de aceleração, de acordo com o modelo de cálculo do SAP2000, já não se verificam troços de viga sobrecarregados, sendo apenas identificadas falhas em alguns pilares, totalizando 16 elementos que não passam na verificação de segurança.

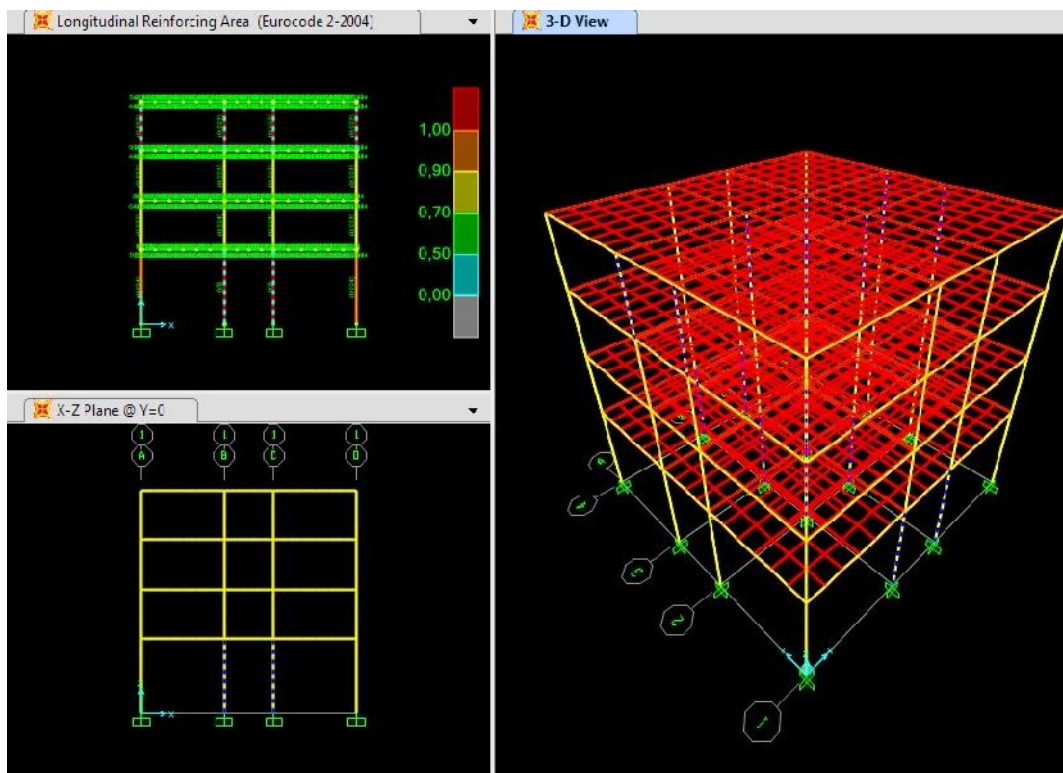


Figura 4.9 – Identificação dos elementos sobrecarregados de acordo com o SAP2000

Uma vez que o reforço da estrutura vai ser feito com o objetivo de aumentar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, e ao mesmo tempo passando de ductilidade baixa (DCL) para ductilidade média (DCM), tem que se proceder ao encamisamento de todos os pilares da estrutura, mesmo aqueles que passam na verificação de segurança no modelo de cálculo.

4.5.2. Dimensionamento do encamisamento

Seguindo a metodologia apresentada no ponto 2.2 desta dissertação, procede-se então ao cálculo do reforço por encamisamento de betão. Foi considerada uma espessura de encamisamento de 5cm. A título de exemplo, abaixo será apresentado na íntegra o dimensionamento do reforço do pilar B1 do piso térreo (P0) e o resumo dos restantes (o dimensionamento completo da estrutura pode ser consultado nos anexos do presente documento).

Iniciou-se o processo de dimensionamento com identificação das vigas ligadas a cada pilar, com recurso à planta apresentada na figura 4.4, para se proceder ao cálculo dos momentos resistentes das mesmas.

Tabela 4.9 – Identificação das vigas ligadas a cada pilar

Pilares		B1,C1,B4,C4		Pilares		A2,D2,A3,D3		Pilares		B2,C2,B3,C3	
Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y	
Viga Esq	Viga Dir	Viga Esq	Viga Dir	Viga Esq	Viga Dir	Viga Esq	Viga Dir	Viga Esq	Viga Dir	Viga Esq	Viga Dir
A1-B1	B1-C1	n/a	B1-B2	n/a	A2-B2	A1-A2	A2-A3	A2-B2	B2-C2	B1-B2	B2-B3
Beam 1	Beam 2	n/a	Beam 7	n/a	Beam 3	Beam 5	Beam 6	Beam 3	Beam 4	Beam 7	Beam 8

De seguida procedeu-se ao cálculo dos momentos resistentes das vigas, tal como indicado anteriormente, para ambas as direções do sismo:

Tabela 4.10 – Cálculo do momento resistente das vigas ligadas ao pilar B1 – Piso 0

Pilares	Sismo da Esquerda									
	Viga	Piso	As _{efetiva}		b _{eff}		μ	Mrd		
B1,C1,B4,C4	Beam 1	1	Sup	16,08	0,35	0,2996	0,25	-	183,43	
			Inf	6,53	1,05	0,0406	0,04	+	87,06	
	Beam 2	1	Sup	16,08	0,35	0,2996	0,25	-	183,43	
			Inf	15,85	0,75	0,1378	0,12	+	194,53	
	Beam 7	1	Sup	11,18	0,35	0,2083	0,18	-	135,91	
			Inf	7,60	1,45	0,0342	0,03	+	101,40	
	Sismo da Direita									
		Viga	Piso	As		b _{eff}		μ	Mrd	
	Beam 1	1	Sup	12,95	0,35	0,2413	0,21	-	153,97	
			Inf	15,85	0,75	0,1378	0,12	+	194,53	
	Beam 2	1	Sup	16,08	0,35	0,2996	0,25	-	183,43	
			Inf	15,85	0,75	0,1378	0,12	+	194,53	
Beam 7	1	Sup	18,75	0,35	0,3494	0,28	-	206,00		
		Inf	6,38	1,95	0,0213	0,02	+	85,48		

Calculados os momentos resistentes das vigas, pode-se então, seguindo a metodologia apresentada nos pontos 1. a 4. do artigo 2.2 do presente capítulo, proceder ao cálculo dos esforços transversos atuantes nas vigas, cálculo dos esforços axiais e dos momentos fletores de dimensionamento que por sua vez conduzem à determinação das armaduras de flexão do encamisamento, sendo estas calculadas de acordo com a NP EN 1992-1-1:2010.

Tabela 4.11 – Cálculo das armaduras de flexão do encamisamento do pilar B1 do piso 0

Pilar		B1 P0													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b	h	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot efetiva} (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	19,28	197,85	454,53	-416,85	442,46	0,45	0,75	0,13	-0,09	0,24	31,05	4φ25+1φ16	33,48
Viga Dir	Beam 2	3	125,99												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b	h	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot efetiva} (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	147,30	92,18	-467,40	108,77	0,75	0,45	0,05	-0,10	0,02	2,59	——	33,48
Viga Dir	Beam 7	5	47,46												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b	h	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot efetiva} (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	69,70	-138,64	418,62	-753,34	430,69	0,45	0,75	0,13	-0,17	0,17	21,99	——	33,48
Viga Dir	Beam 2	3	125,99												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b	h	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot efetiva} (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-168,56	247,37	-783,26	230,78	0,75	0,45	0,11	-0,17	0,10	12,94	——	33,48
Viga Dir	Beam 7	5	58,30												

Na tabela 4.10, teve-se em conta a regra de simetria das armaduras dos pilares, sendo por isso considerada a maior área de cálculo obtida em ambas as direções.

Tabela 4.12 – Resumo das armaduras do reforço e momentos resistentes das secções encamisadas

Pilar	Piso	As/face	As _{tot} efetiva	Mrd _x column	Mrd _y column
A1	3	5φ20	25,14	162	270
	2	4φ16+1φ10	13,64	131,625	219,375
	1	4φ16+1φ10	13,64	172,125	286,875
	0	4φ16+1φ10	13,64	202,5	337,5
A2	3	4φ25+1φ16	33,48	388,125	232,875
	2	4φ25+1φ16	33,48	421,875	253,125
	1	3φ32+2φ20	44,72	573,75	344,25
	0	4φ32+1φ20	54,54	708,75	425,25
B1	3	5φ20	25,14	270	162
	2	5φ20	25,14	337,5	202,5
	1	5φ20	25,14	421,875	253,125
	0	4φ25+1φ16	33,48	472,5	283,5
B2	3	4φ25+1φ16	33,48	263,25	438,75
	2	5φ20	25,14	222,75	371,25
	1	3φ25+2φ16	27,68	278,4375	464,0625
	0	4φ16	12,06	192,375	320,625

Com isto pode-se então iniciar o cálculo das armaduras de esforço transversal, continuando a seguir a metodologia apresentada nos pontos 6. e 7. do artigo 2.2 do presente capítulo, tendo em atenção que as mesmas são dimensionadas de acordo com o estipulado na NP EN 1992-1-1:2010.

Na tabela 4.12 pode-se verificar o dimensionamento destas armaduras para o pilar B1 do Piso 0.

Tabela 4.13 – Cálculo das armaduras de esforço transverso do encamisamento do pilar B1 do piso 0

Pilar		B1 P0										
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	u _{min}	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	231,00	234,96	-416,85	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	138,60	133,08	-467,40		1,707		0,390	45	90
	Asl (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	S _{cl,tmax}	S _{cl,t}	Asw/s	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	1,235	843,50	A _{sw/s min}	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,9920			1,385	894,17	A _{sw/s min}	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	u _{min}	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	231,00	227,04	-753,34	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	138,60	144,12	-783,26		1,707		0,390	45	90
	Asl (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	S _{cl,tmax}	S _{cl,t}	Asw/s	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	2,232	890,61	A _{sw/s min}	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,9920			2,321	936,29	A _{sw/s min}	8,625	0,3	0,3		

Tabela 4.14 – Resumo das armaduras de esforço transverso do encamisamento

Pilar	Piso	$A_{sw/s}$
A1	3	10//0,175
	2	
	1	
	0	
A2	3	
	2	
	1	
	0	
B1	3	
	2	
	1	
	0	
B2	3	
	2	
	1	
	0	

Para concluir o dimensionamento do reforço por encamisamento, resta apenas verificar o cumprimento das disposições construtivas exigidas no artigo 5.4.3.2.2 da NP EN 1998-1:2010.

- a) Garantir uma taxa total de armadura longitudinal ρ_1 não inferior a 0.01 e não superior a 0.04 (art.º 5.4.3.2.2 (1)P):

Tabela 4.15 – Verificação do cumprimento dos limites da taxa total de armadura (ρ_1), no pilar B1 piso 0

Pilar	Piso	Plano	b (m)	d (m)	A_s inicial (cm ²)	A_s reforço (cm ²)	A_s Total (cm ²)	ρ_1	0,01 $\leq \rho_1 \leq$ 0,04
B1	0	x-x	0,45	0,71	42,2	33,48	75,68	0,024	OK
		y-y	0,75	0,45				0,022	OK

É de referir que todos os elementos cumpriram esta verificação.

b) Determinar a extensão da zona crítica dos pilares, l_{cr} (art.º 5.4.3.2.2 (3)P):

Tabela 4.16 – Determinação da extensão da zona crítica

Piso	l_c	h_c	l_{cl}	l_{cr}
0	4,5	0,75	3,85	0,75
1,2,3	3		2,55	0,75

c) Verificação para a satisfação das exigências das alíneas (6)P e (7)P do artigo 5.4.3.2.2 da NP EN 1998-1-1:2010:

Tabela 4.17 – Tabela para verificação das alíneas (6)P e (7)P

Pilar	Piso	l_c	Sismo	Direção	h_c	h_0	b_c	b_0	s	n	s	
B1	0	4,5	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	
						nº cintas	wd	d	$s_{y,d}$	VERIFICAÇÃO		
					0,4288	26	0,224	0,0926	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P		
				Y	Direção	h_c	h_0	b_c	b_0	s	n	s
					0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	
						nº cintas	wd	d	$s_{y,d}$	VERIFICAÇÃO		
			0,4288	26	0,224	0,1039	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P				
			Esquerda	X	Direção	h_c	h_0	b_c	b_0	s	n	s
					0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	
						nº cintas	wd	d	$s_{y,d}$	VERIFICAÇÃO		
				0,4288	26	0,224	0,1674	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P			
				Y	Direção	h_c	h_0	b_c	b_0	s	n	s
0,45	0,28	0,75			0,58	0,175	0,7345	0,5838				
	nº cintas	wd	d		$s_{y,d}$	VERIFICAÇÃO						
0,4288	26	0,224	0,1741	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P							

Novamente todos os elementos satisfizeram esta verificação.

d) Por fim conclui-se o dimensionamento do encamisamento, com a determinação do espaçamento máximo entre cintas nas zonas críticas dos pilares, de acordo com a alínea (11) do artigo 5.4.3.2.2 da NP EN 1998-1-1:2010:

Tabela 4.18 – Cálculo do espaçamento máximo entre cintas nas zonas críticas dos pilares

Pilar	Piso	b_0 (m)	d_{bl} (mm)	$s_{m\acute{a}x}$ (mm)
A1	0	0,28	10	80
	1		10	80
	2		10	80
	3		20	140
A2	0	0,28	20	140
	1		20	140
	2		16	128
	3		16	128
B1	0	0,28	16	128
	1		20	140
	2		20	140
	3		20	140
B2	0	0,28	16	128
	1		16	128
	2		20	140
	3		16	128

Depois de concluído o processo de dimensionamento do encamisamento em todos os pilares da estrutura, procedeu-se à alteração do modelo de cálculo no SAP2000, já considerando o reforço sísmico, submetendo-se o mesmo às novas exigências da regulamentação atual.

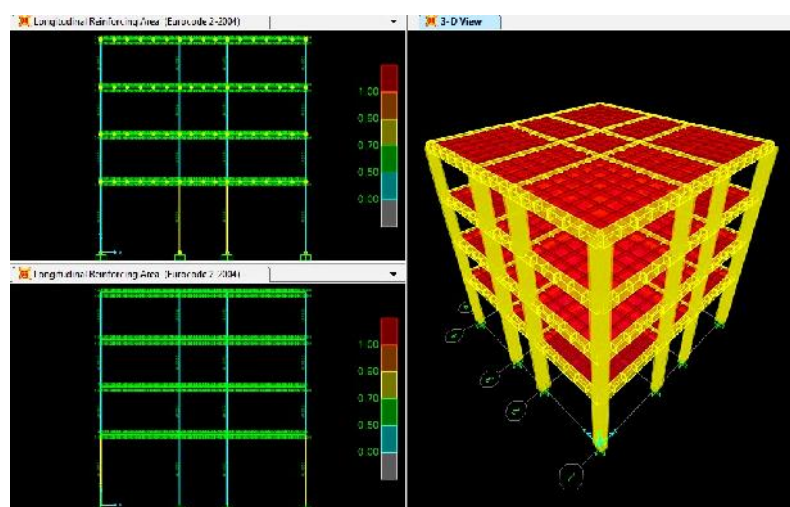


Figura 4.10 – Verificação do modelo de cálculo já reforçado no SAP2000

De acordo com o programa de cálculo automático SAP2000, a nova estrutura reforçada passa na verificação das exigências da NP EN 1998-1-1:2010. Podendo-se então avançar com a pormenorização da mesma.

4.5.2.1. Pormenorização do encamisamento

Tal como já foi indicado anteriormente, a título de exemplo, abaixo é apresentada uma pormenorização mais extensiva para o pilar B1 do piso 0, sendo possível consultar as pormenorizações dos restantes pilares na secção de anexos do presente documento.

Relembra-se também que foi considerado um encamisamento com 5cm de espessura.

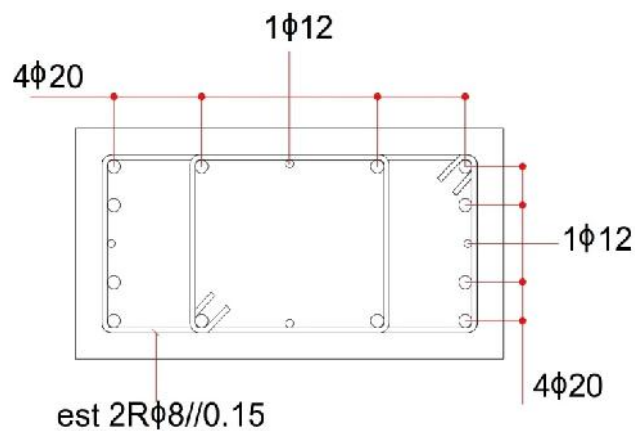


Figura 4.11 – Pormenorização da secção inicial do pilar B1 do piso 0

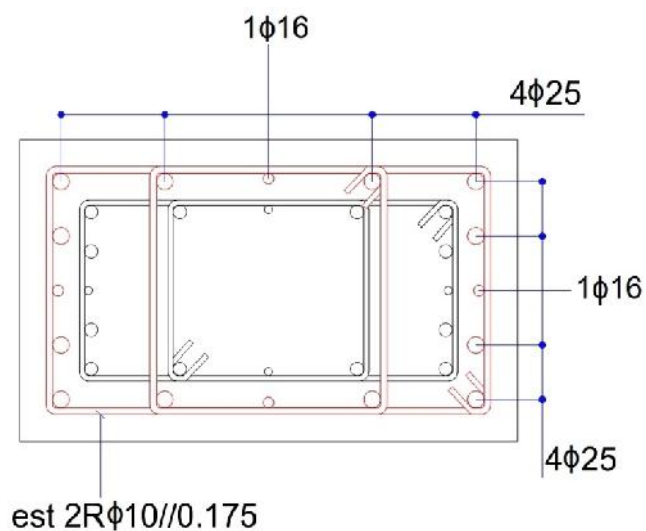


Figura 4.12 – Pormenorização da secção encamisada do pilar B1 do piso 0

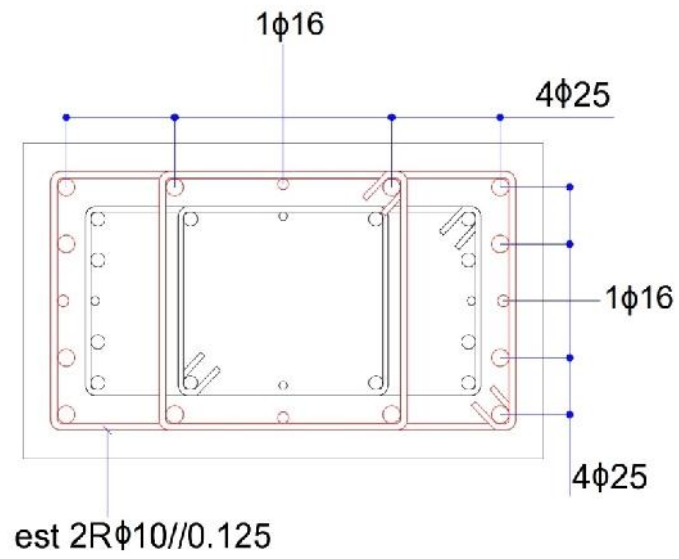


Figura 4.12 – Pormenorização da zona crítica da secção encamisada do pilar B1 do piso 0

5. REFORÇO ESTRUTURAL POR ADIÇÃO DE PAREDES RESISTENTES DE BETÃO ARMADO

Como base comparativa para verificar a eficiência/performance do reforço por encamisamento, optou-se por testar, ainda que superficialmente, o reforço estrutural por adição de paredes resistentes de betão armado.

Enquanto no encamisamento, o reforço é dimensionado tendo em vista o aumento da ductilidade da estrutura, na adição de paredes, reforça-se com o objectivo de aumentar a resistência. Com isto o coeficiente de comportamento a utilizar é de 1.5, que como se verificou anteriormente no capítulo 4.5.1, tornava a utilização do encamisamento praticamente inviável devido ao aumento de secção e da quantidade de armadura de reforço que seria necessário adicionar para cumprir as exigências do regulamento.

Recorrendo ao programa de cálculo SAP2000, fez-se uma primeira modelação (Figura 5.1) deste tipo de reforço, com a colocação de 4 paredes por piso, todas elas localizadas no pórtico central de cada fachada. Foram consideradas paredes com 0.35m de espessura de forma a ficarem à face dos pilares.

Neste primeiro modelo, verificou-se que este sistema de paredes fica sobrecarregado perante a ação sísmica, absorvendo mais de 90% dos esforços, o que leva à sua rotura e à necessidade de grandes áreas de armadura de reforço.

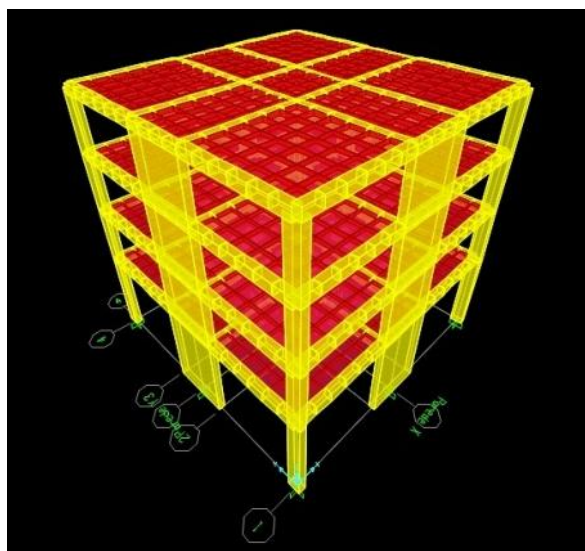


Figura 5.1 – Primeiro modelo do reforço por adição de paredes resistentes no SAP2000

Devido a isto, optou-se por fazer um segundo modelo, agora com a adição de 8 paredes resistentes por piso, 4 nos pórticos centrais de cada fachada e 4 no pórtico interior formando um núcleo.

Com este novo modelo, já não se observou o sobrecarregamento das paredes de reforço, mesmo com a absorção de mais de 90% dos esforços. É de salientar também que para este modelo, todas as paredes necessitam apenas de uma armadura de reforço mínima para verificarem as exigências do regulamento.



Figura 5.2 – Verificação do segundo modelo de cálculo no SAP2000

6. CUSTOS DAS ABORDAGENS DE REFORÇO

Com o objetivo de ter uma noção e simultaneamente fazer uma comparação dos custos que estes reforços estruturais envolvem, foram elaborados dois orçamentos, um para o reforço sísmico de pilares com encamisamento de betão armado e outro para o reforço sísmico por adição de paredes de betão armado.

Nestes orçamentos, por uma questão de simplificação, foram tidos em conta apenas os trabalhos mais relevantes, como é o caso das peritagens técnicas para avaliação do estado da estrutura a intervir, ações de suporte e contenção estrutural, demolições, reforço e reparação do edifício.

Os preços unitários considerados foram obtidos num *website* gerador de preços (<http://www.geradordeprecos.info>), o qual estabelece uma média dos valores praticados na região onde vai ocorrer a obra.

Neste capítulo, apresentar-se-á um resumo dos orçamentos, podendo-se consultar os mesmos na sua íntegra na secção de anexos do presente documento.

6.1. Orçamento do reforço por encamisamento dos pilares

Capítulos / Itens	Total
	134 903,50 €
1 Preparação da intervenção	9 467,25 €
1.1 Peritagens técnicas	3 349,08 €
Estão considerados diversos ensaios, tais como determinação das armaduras em pilares e vigas, extração e ensaio de carotes, entre outros. Inclui também os respetivos relatórios das peritagens.	
1.2 Escoramento da estrutura e preparação dos trabalhos	6 118,17 €
Montagem e desmontagem de escoramento de vigas e lajes, aluguer de andaimes tubulares e condutas de entulho em PVC para remoção de resíduos.	
2 Demolições	42 855,24 €
Levantamento com recuperação de material dos pavimentos e rodapés nas zonas a intervir, demolição de panos de alvenaria interiores e exteriores, perfuração de vigas e lajes para passagem de varões de reforço e escavação de caboucos junto às fundações.	
3 Reforços estrutural por encamisamento dos pilares	39 739,68 €

Reforço de pilar de betão armado de 35x65 cm, através de aumento de 5 cm de espessura em todas as suas faces, com betão armado, realizada com betão C25/30 fabricado em central, e betonagem com bomba, e aço A400 NR, num ratio aproximado de 120 kg/m³, ligação de armaduras através de grampos; prévia aplicação de adesivo tixotrópico de dois componentes à base de resina epóxi, sobre a superfície do betão endurecido.

4	Reparação do edifício	41 432,44 €
4.1	Reparação de pavimentos	5 798,28 €
	Aterro de caboucos e construção da base de pavimento, reparação da laje térrea, recolocação do pavimento e rodapés.	
4.2	Reparação de alvenarias	22 232,30 €
	Reconstrução dos panos de alvenaria exterior e interior, incluindo o revestimento das mesmas.	
4.3	Pinturas	13 401,86 €
	Pinturas exteriores em alvenarias e interiores em paredes e tetos.	
5	Limpeza da obra	1 408,90 €
	Limpeza final de obra em habitação de edifício multifamiliar e desmontagem dos andaimes	

6.2. Orçamento do reforço por adição de paredes de betão armado

Capítulos / Itens		Total
		86 829,31 €
1	Preparação da intervenção	8 549,52 €
1.1	Peritagens técnicas	3 349,08 €
	Estão considerados diversos ensaios, tais como determinação das armaduras em pilares e vigas, extração e ensaio de carotes, entre outros. Inclui também os respetivos relatórios das peritagens.	
1.2	Escoramento da estrutura e preparação dos trabalhos	5 200,44 €
	Montagem e desmontagem de escoramento de vigas e lajes, aluguer de andaimes tubulares e condutas de entulho em PVC para remoção de resíduos.	
2	Demolições	28 559,05 €
	Levantamento com recuperação de material dos pavimentos e rodapés nas zonas a intervir, demolição de panos de alvenaria interiores e exteriores, perfuração de vigas e lajes para passagem de varões de reforço e escavação de valas para a construção das fundações das novas paredes.	
3	Reforços estrutural por adição de paredes de betão	34 057,08 €

Construção de paredes de betão armado com a espessura de 35 cm, realizadas com betão C25/30 fabricado em central, e betonagem com bomba, e aço A400 NR, quantidade 50 kg/m³; montagem e desmontagem do sistema de cofragem metálica com acabamento tipo industrial para revestir.

4	Reparação do edifício	14 380,90 €
4.1	Reparação de pavimentos	2 388,42 €
	Aterro de caboucos e construção da base de pavimento, reparação da laje térrea, recolocação do pavimento e rodapés.	
4.2	Reparação de alvenarias	7 618,00 €
	Reconstrução dos panos de alvenaria exteriores, incluindo o revestimento dos mesmos.	
4.3	Pinturas	4 374,48 €
	Pinturas exteriores em alvenarias e interiores em paredes e tetos.	
5	Limpeza da obra	1 282,77 €
	Limpeza final de obra em habitação de edifício multifamiliar e desmontagem dos andaimes	

7. CONCLUSÃO

Com o desenvolvimento desta dissertação, umas das primeiras conclusões a que se pode chegar é a de que qualquer trabalho de reparação ao nível estrutural de uma edificação, para além do tipo de problemas a corrigir, deve ter em consideração o tipo de intervenção a realizar de maneira a preservar o mais possível a construção existente. O reforço a implementar deve ser minimalista e o menos intrusivo possível, sendo que para tal deve-se fazer uso dos elementos existentes, através do reforço e correção dos mesmos com o objetivo de os tornar capazes de responder devidamente às novas exigências a que estão sujeitos.

Uma outra conclusão que foi possível obter é de que o reforço sísmico é um método eficaz na redução dos riscos que as construções sísmicamente deficientes apresentam à segurança da população e à economia de um país. Tal como se pôde observar neste documento, existem diversas técnicas de reforço estrutural, que melhoram o comportamento sísmico das construções, mas, como se verificou todas apresentam vantagens e desvantagens, que devem ser tidas em conta no momento da escolha da estratégia corretiva a adotar. Nesta escolha deve pesar também a credibilidade, a quantidade e a precisão da informação disponível sobre a estrutura do edifício a intervir.

É também possível concluir que localização do edifício a intervir, condiciona o tipo de estratégia de encamisamento a adotar, no que toca às características a melhorar nos elementos, razão pela qual que no caso prático deste documento, se optou pelo aumento de ductilidade em detrimento do aumento de resistência, uma vez que para o caso da região do Algarve, a segunda opção, implicaria uma espessura de encamisamento ainda maior do que a que foi obtida no caso prático desta dissertação, para comportar a área de armadura que seria necessária adicionar aos pilares para se cumprir as exigências da atual regulamentação. É também necessário não menosprezar que com o aumento da ductilidade, está associada uma maior deformabilidade da estrutura para dissipação de energia, o que por sua vez pode causar maiores danos a elementos não estruturais, como é o caso das paredes de alvenaria de enchimento.

Após o estudo efetuado, conclui-se que o reforço sísmico de pilares por encamisamento de betão armado, é um dos reforços mais eficazes na melhoria da performance dos pilares, no que toca a aumento de resistência última e de ductilidade que garante uma maior capacidade de dissipação de energia, mas também na correção dos casos de pilar fraco-viga forte. Em

contrapartida é um dos reforços mais trabalhosos e técnicos de implementar, devido aos diversos desafios técnicos que a ele estão associados, como é o caso das passagens das novas armaduras de reforço, por vigas e lajes de betão armado. É de referir que com este reforço é inevitável a perda de área útil de pavimento e a afetação total ou parcial do funcionamento normal do edifício por parte dos seus utilizadores/moradores.

Como solução para minimizar a perda de área útil, poder-se-ia recorrer ao encamisamento com as fibras compósitas (FRP), que com a sua espessura mínima, conseguem corrigir esta limitação e reduzir a complexidade dos trabalhos de aplicação. Mas em contrapartida este reforço está dependente do material de colagem, do qual atualmente ainda pouco se sabe quanto à sua durabilidade e fiabilidade na prevenção da descolagem do elemento reforçado.

Com isto e de acordo com os resultados obtidos, assim como com a comparação dos orçamentos elaborados conclui-se que para o reforço sísmico de edifícios na região do Algarve, a solução mais eficaz, tanto técnica como economicamente será o reforço por adição de paredes de betão armado, sendo o recurso a reforços por encamisamento apenas justificado para edifícios de grande importância arquitetónica e/ou cultural, onde a alteração das fachadas, muitas vezes históricas, não é aceitável nem viável.

Para terminar, verificou-se que na metodologia de cálculo do reforço por encamisamento de acordo com a NP EN1998-1:2010 e seguindo os princípios do *capacity design*, quando se recorre ao cálculo manual tal como se fez nesta dissertação, o processo é muito moroso e trabalhoso, sendo vivamente recomendada a criação de uma rotina de cálculo automático, para que este processo seja mais viável e produtivo.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOUTAHA, R. S.; ENGELHARDT, M. D.; JIRSA, J.O.; KREGER, M. E. – Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel jackets. *Earthquake Spectra*. Volume 12, No. 4, Novembro de 1996. p. 693 – 714.

BAI, J.; HUESTE, M. B. – Seismic rehabilitation for reinforced concrete building structures. *Consequence-Based Engineering Institute Final Report*. Texas: A&M University. 2003.

BUILDING RESEARCH INSTITUTE - <http://www.buildingresearch.com.np/services/sr/sr1.php> (último acesso em Julho de 2013)

CARVALHO, E. C. - Anexo Nacional do Eurocódigo 8 - Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal. Em 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica. Porto: FEUP, 2007. p. 47-62.

CEN - EN 1998-3: 2005. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation, 2005. 89 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN – Assessment of concrete structures and desing procedures for up-grading (re-design). *Bulletin d' information* nº 162. Praga, Outubro de 1983.

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - *Tabelas de Cálculo de Betão Armado e Pré-Esforçado I*. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Janeiro de 1993. 165p.

DRIVER, R. G.; GRONDIN, G. Y.; BEHBAHANIFARD, M. R.; HUSSAIN, M. A. – Recent developments and future directions in steel plate shear wall research. *Proceedings of North American Steel Construction Conference*. Lauderdale, Maio de 2001.

ELNASHAI, A. ; SARNO, L. D. - *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Southern Gate, Chichester, UK: John Wiley & Sons, Lta, 2008. 366 p.

ELNASHAI, A. S. - Analysis of the damage potential of the Kocaeli (Turkey) earthquake of 17 August 1999. *Engineering Structures*. Vol. 22, 7 (2000), p. 746-754.

ENGINDENIZ, M.; KAHN, L. F.; ZUREICK, A. – Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art. *ACI Structural Journal*, Title no. 102-S18, Março - Abril 2005. 14 p.

ESTÊVÃO, J. M. C. - Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento. Lisboa: Tese de Doutoramento – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2012. p. 163 – 195.

ESTÊVÃO, J. M. C.; SILVA, E. ; SILVA, J. - Avaliação da resposta sísmica de edifícios sitos em solos brandos estratificados. Em 7º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Porto: Faculdade de Engenharia, UP, 2007. p. 185-186, CD012, 12 p.

FARDIS, M. N. ; TSIONIS, G.- Eurocode 8: Seismic Design of Buildings – Worked examples. Luxemburgo: Publications Office of the European Union, 2012. p. 57 – 67.

FARDIS, M. N. - Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings. Dordrecht: Springer, 2009. p. 595 – 677.

FARMERGROUP.COM – <http://www.farmergroup.com/cgi-bin/htsearch> (último acesso em Julho 2013)

GALAL, K.; ARAFA, A.; GHOBARAH, A. – Retrofit of RC square short columns. Engineering Structures no. 27, Elsevier, 2005.

GHOBARAH, A. A.; SAID, A. – Seismic rehabilitation of beam – column joints using FRP laminates. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 5 No. 1, 2001. p. 113 – 129.

GHOBARAH, A.; EL-ATTAR, M.; ALY, N. M. – Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study. Engineering Structures no. 22, Elsevier, 2000. p. 490 – 501.

GOMES, A.; APPLETON, J. – Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 1997. p.1-15.

GRÜNTAL, G. - European Macroseismic Scale 1998. Volume 15. Luxembourg: Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, 1998. 99 p.

IPQ - NP EN 1992-1-1. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010a. 259 p.

IPQ - NP EN 1998-1. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010b. 230 p.

LEI n.º 32/2012 – Diário da República, 1.ª série, N.º 157, 14 de agosto de 2012.

LEW, M.; NAEIM, F.; CARPENTER, L. D.; YOUSSEF, N. F.; ROJAS, F.; SARAGONI, G. R.; ADAROS, M. S. - The significance of the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake. The Structural Design of Tall and Special Buildings. Vol. 19, 8 (2010), p. 826-837.

LIU, J. – Rehabilitation of seismically deficient reinforced concrete structures – State of the Art. Crossing Boundaries: An Interdisciplinary Journal, NS 1.1, 2006. p. 20 – 40.

LOPES, H. – Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP – Lisboa: Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2007. p. 1 – 5.

MEAD, A. – <http://ceephotos.karcor.com/cat/earthquake/> (último acesso em Fevereiro 2014)

MOEHLE, J. P. – State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the U.S. US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures. 2000.

OLIVEIRA, C. S.; ROCA, A.; GOULA, X. – Assessing and Managing Earthquake Risk. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Vol. 2, Springer, 2006. p. 403 – 426.

PARK, R. – Improving the Resistance of Structures to Earthquakes. **Em** Hopkins Lecture. Canterbury: University of Canterbury, 16 de Agosto de 2000. p.8 – 16.

PENELIS, G. G. ; KAPPOS, A. J. - Earthquake-resistant concrete structures. London: E & FN Spon, 1997. 572 p.

PINTO, P. E.; FRANCHIN, P. – Assessing existing buildings with Eurocode 8 Part 3: a discussion with some proposals. Roma: Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of Rome La Sapienza. 10 p.

RBA - Regulamento do betão armado. Decreto nº 25:948 de 16 de Outubro de 1935. Lisboa: Imprensa Nacional, 1935. 97 p.

RBA - Regulamento para o emprego do betão armado. Decreto nº 4:036 de 28 de Março de 1918. Lisboa: Imprensa Nacional, 1918. 18 p.

REBA - Regulamento de estruturas de betão armado. Decreto nº 47 723, de 30 de Maio de 1967. Lisboa: Imprensa Nacional, 1967. 117 p.

REBAP - Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado. Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho. Lisboa: Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P., 1983. 214 p.

RSAEEP - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. Lisboa: Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P., 1983. 114 p.

RSCCS - Regulamento de segurança das construções contra os sismos. Decreto n. 41 658, de 31 de Maio de 1958. Lisboa: Imprensa Nacional, 1958. 25 p.

RSEP - Regulamento de solicitações em edifícios e pontes. Decreto nº 44 041, de 18 de Novembro de 1961. Lisboa: Imprensa Nacional, 1961. 55 p.

SAATCIOGLU, M. – Column retrofit with externally bonded FRP jackets. Canada Civil Engineer, 2004. p. 22-24.

SARAIVA, J. P.; APPLETON, J. – Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 – parte 3. **Em** 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa: LNEC, 2006. 15 p.

TSIKNIAS, T.; PITTAS, M. – Strengthening of buildings with shotcrete braces. 1st National Conference on Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Athens, GR, Vol. B, 1992. p. 349 – 362.

VARUM, H.; COSTA, A. G.; PINTO, A. – Reforço sísmico do património edificado em betão armado. **Em** 2º Seminário “A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação”. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Outubro de 2005. p.1-14.

MEAD, A. – <http://ceepphotos.karcor.com/cat/earthquake/> (último acesso em Fevereiro 2014)

9. ANEXOS

9.1. Anexo 1 – Tabelas de cálculo do momento resistente das vigas ligadas aos pilares

Pilares	Viga	Piso	As	beff		μ	Mrd		
B1,C1,B4,C4	Beam 1 (sismo esq)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434
			Inf	6,53	1,05	0,041	0,04	+	87,055
	Beam 2 (sismo esq)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434
			Inf	15,85	0,75	0,138	0,12	+	194,534
	Beam 7 (sismo esq)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914
			Inf	7,60	1,45	0,034	0,03	+	101,397
		Viga	Piso	As	beff		μ	Mrd	
	Beam 1 (sismo dir)	1	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973
			Inf	15,85	0,75	0,138	0,12	+	194,534
	Beam 2 (sismo dir)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434
			Inf	15,85	0,75	0,138	0,12	+	194,534
	Beam 7 (sismo dir)	1	Sup	18,75	0,35	0,349	0,28	-	206,004
Inf			6,38	1,95	0,021	0,02	+	85,485	

Pilares	Viga	Piso	As	beff		μ	Mrd		
B1,C1,B4,C4	Beam 1 (sismo esq)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119
			Inf	5,15	1,05	0,032	0,03	+	68,733
	Beam 2 (sismo esq)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119
			Inf	10,05	0,75	0,087	0,08	+	131,622
	Beam 7 (sismo esq)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	6,53	1,45	0,029	0,03	+	87,197
		Viga	Piso	As	beff		μ	Mrd	
	Beam 1 (sismo dir)	2	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914
			Inf	10,05	0,75	0,087	0,08	+	131,622
	Beam 2 (sismo dir)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119
			Inf	10,05	0,75	0,087	0,08	+	131,622
	Beam 7 (sismo dir)	2	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973
Inf			6,53	1,95	0,022	0,02	+	87,464	

Pilares	Viga	Piso	As	beff		μ	Mrd		
B1,C1,B4,C4	Beam 1 (sismo esq)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222
	Beam 2 (sismo esq)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415
			Inf	5,15	0,75	0,045	0,04	+	68,624
	Beam 7 (sismo esq)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	1,45	0,022	0,02	+	64,435

	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
Beam 1 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388	
		Inf	5,15	0,75	0,045	0,04	+	68,624	
Beam 2 (sismo dir)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415	
		Inf	5,15	0,75	0,045	0,04	+	68,624	
Beam 7 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388	
		Inf	4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
B1,C1,B4,C4	Beam 1 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	
	Beam 2 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
	Beam 7 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,45	0,022	0,02	+	64,435	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 1 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
	Beam 2 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
	Beam 7 (sismo dir)	Cob	Sup	6,53	0,35	0,122	0,11	-	83,813	
			Inf	4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
B2,C2,B3,C3	Beam 3 (sismo esq)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	7,60	1,15	0,043	0,04	+	101,291	
	Beam 4 (sismo esq)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	6,38	2,25	0,018	0,02	+	85,704	
	Beam 7(sismo esq)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	7,6	1,45	0,034	0,03	+	101,397	
	Beam 8 (sismo esq)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	6,38	1,95	0,021	0,02	+	85,485	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	1	Sup	18,75	0,35	0,349	0,28	-	206,004	
			Inf	6,38	2,25	0,018	0,02	+	85,704	
	Beam 4 (sismo dir)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	6,38	2,25	0,018	0,02	+	85,704	
	Beam 7 (sismo dir)	1	Sup	18,75	0,35	0,349	0,28	-	206,004	
			Inf	6,38	1,95	0,021	0,02	+	85,485	
	Beam 8 (sismo dir)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	6,38	1,95	0,021	0,02	+	85,485	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
B2,C2,B3,C3	Beam 3 (sismo esq)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	6,53	1,15	0,037	0,04	+	87,090
	Beam 4 (sismo esq)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	6,53	2,25	0,019	0,02	+	87,678
	Beam 7(sismo esq)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	6,53	1,45	0,029	0,03	+	87,197
	Beam 8 (sismo esq)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	6,53	1,95	0,022	0,02	+	87,464
	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	2	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973
			Inf	6,53	2,25	0,019	0,02	+	87,678
	Beam 4 (sismo dir)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	6,53	2,25	0,019	0,02	+	87,678
	Beam 7 (sismo dir)	2	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973
Inf			6,53	1,95	0,022	0,02	+	87,464	
Beam 8 (sismo dir)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867	
		Inf	6,53	1,95	0,022	0,02	+	87,464	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
B2,C2,B3,C3	Beam 3 (sismo esq)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	1,15	0,027	0,03	+	64,265
	Beam 4 (sismo esq)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102
	Beam 7(sismo esq)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	1,45	0,022	0,02	+	64,435
	Beam 8 (sismo esq)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825
	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	3	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102
	Beam 4 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102
	Beam 7 (sismo dir)	3	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867
Inf			4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825	
Beam 8 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388	
		Inf	4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
B2,C2,B3,C3	Beam 3 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,15	0,027	0,03	+	64,265	
	Beam 4 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102	
	Beam 7 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,45	0,022	0,02	+	64,435	
	Beam 8 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	Cob	Sup	6,53	0,35	0,122	0,11	-	83,813	
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102	
	Beam 4 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102	
	Beam 7 (sismo dir)	Cob	Sup	6,53	0,35	0,122	0,11	-	83,813	
Inf			4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825		
Beam 8 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881		
		Inf	4,81	1,95	0,016	0,02	+	64,825		

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
A2,D2,A3,D3	Beam 3 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,15	0,027	0,03	+	64,265	
	Beam 5 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
	Beam 6 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	Cob	Sup	6,53	0,35	0,122	0,11	-	83,813	
			Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102	
	Beam 5 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	
	Beam 6 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
A2,D2,A3,D3	Beam 3 (sismo esq)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388
			Inf	4,81	1,15	0,027	0,03	+	64,265
	Beam 5 (sismo esq)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116
	Beam 6 (sismo esq)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415

			Inf	5,15	1,05	0,032	0,03	+	68,733
	Viga	Piso	As		beff		μ		Mrd
Beam 3 (sismo dir)	3	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867	
		Inf	4,81	2,25	0,014	0,01	+	65,102	
Beam 5 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388	
		Inf	5,15	1,05	0,032	0,03	+	68,733	
Beam 6 (sismo dir)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415	
		Inf	5,15	1,05	0,032	0,03	+	68,733	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ		Mrd	
A2,D2,A3,D3	Beam 3 (sismo esq)	2	Sup	10,05	0,35	0,187	0,17	-	123,867	
			Inf	6,53	1,15	0,037	0,04	+	87,090	
	Beam 5 (sismo esq)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119	
			Inf	5,15	0,75	0,045	0,04	+	68,624	
	Beam 6 (sismo esq)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119	
			Inf	10,05	1,05	0,062	0,06	+	133,405	
		Viga	Piso	As		beff		μ		Mrd
	Beam 3 (sismo dir)	2	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973	
			Inf	6,53	2,25	0,019	0,02	+	87,678	
	Beam 5 (sismo dir)	2	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	10,05	1,05	0,062	0,06	+	133,405	
	Beam 6 (sismo dir)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119	
Inf			10,05	1,05	0,062	0,06	+	133,405		

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ		Mrd	
A2,D2,A3,D3	Beam 3 (sismo esq)	1	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	7,60	1,15	0,043	0,04	+	101,291	
	Beam 5 (sismo esq)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434	
			Inf	6,53	0,75	0,057	0,05	+	86,822	
	Beam 6 (sismo esq)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434	
			Inf	15,85	1,05	0,098	0,09	+	205,594	
		Viga	Piso	As		beff		μ		Mrd
	Beam 3 (sismo dir)	1	Sup	18,75	0,35	0,349	0,28	-	206,004	
			Inf	6,38	2,25	0,018	0,02	+	85,704	
	Beam 5 (sismo dir)	1	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973	
			Inf	15,85	1,05	0,098	0,09	+	205,594	
	Beam 6 (sismo dir)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434	
Inf			15,85	1,05	0,098	0,09	+	205,594		

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
A1,D1,A4,D4	Beam 1 (sismo esq)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434	
			Inf	6,53	1,05	0,041	0,04	+	87,055	
	Beam 5 (sismo esq)	1	Sup	16,08	0,35	0,300	0,25	-	183,434	
			Inf	6,53	0,75	0,057	0,05	+	86,822	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	1	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973	
			Inf	15,85	0,75	0,138	0,12	+	194,534	
	Beam 5 (sismo dir)	1	Sup	12,95	0,35	0,241	0,21	-	153,973	
			Inf	15,85	1,05	0,098	0,09	+	205,594	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
A1,D1,A4,D4	Beam 1 (sismo esq)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119	
			Inf	5,15	1,05	0,032	0,03	+	68,733	
	Beam 5 (sismo esq)	2	Sup	12,07	0,35	0,225	0,19	-	145,119	
			Inf	5,15	0,75	0,045	0,04	+	68,624	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	2	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	10,05	0,75	0,087	0,08	+	131,622	
	Beam 5 (sismo dir)	2	Sup	11,18	0,35	0,208	0,18	-	135,914	
			Inf	10,05	1,05	0,062	0,06	+	133,405	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
A1,D1,A4,D4	Beam 1 (sismo esq)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	
	Beam 5 (sismo esq)	3	Sup	8,83	0,35	0,165	0,15	-	110,415	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388	
			Inf	5,15	0,75	0,045	0,04	+	68,624	
	Beam 5 (sismo dir)	3	Sup	7,60	0,35	0,142	0,13	-	96,388	
			Inf	5,15	1,05	0,032	0,03	+	68,733	

Pilares	Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd		
A1,D1,A4,D4	Beam 1 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	
	Beam 5 (sismo esq)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
		Viga	Piso	As		beff		μ	Mrd	
	Beam 3 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	0,75	0,042	0,04	+	64,116	
	Beam 5 (sismo dir)	Cob	Sup	4,81	0,35	0,090	0,08	-	62,881	
			Inf	4,81	1,05	0,030	0,03	+	64,222	

9.2. Anexo 2 – Tabelas de cálculo das armaduras de flexão do encamisamento

Pilar		A2 P3													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	25,43	119,35	-98,08	171,37	0,45	0,75	0,05	-0,02	0,10	12,94	-----	-----
Viga Dir	Beam 3	5	25,43												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 5	5	25,40	16,97	236,05	-106,54	223,90	0,75	0,45	0,11	-0,02	0,25	32,34	4φ25+1φ16	33,48
Viga Dir	Beam 6	3	42,37												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-29,78	155,65	-153,30	103,63	0,45	0,75	0,03	-0,03	0,04	5,18	-----	-----
Viga Dir	Beam 3	5	29,78												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 5	5	33,02	-26,69	236,05	-150,20	248,19	0,75	0,45	0,12	-0,03	0,24	31,05	-----	-----
Viga Dir	Beam 6	3	59,72												

Pilar		A2 P2														
Sismo da Esquerda																
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	n/a	0	0,00	57,56	82,43	-229,67	114,70	0,45	0,75	0,03	-0,05	0,02	2,59	-----	-----	
Viga Dir	Beam 3	5	32,13													
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 5	5	34,91	41,78	246,02	-245,45	234,66	0,75	0,45	0,12	-0,05	0,24	31,05	4φ25+1φ16	33,48	
Viga Dir	Beam 6	3	59,72													
Sismo da Direita																
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	n/a	0	0,00	-67,58	164,00	-354,80	131,73	0,45	0,75	0,04	-0,08	0,02	2,59	-----	-----	
Viga Dir	Beam 3	5	37,79													
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 5	5	33,02	-53,38	218,01	-340,61	229,38	0,75	0,45	0,11	-0,08	0,19	24,58	-----	-----	
Viga Dir	Beam 6	3	59,72													

Pilar		A2 P1													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	99,75	111,81	-351,00	150,38	0,45	0,75	0,04	-0,08	0,02	2,59	-----	-----
Viga Dir	Beam 3	5	42,19												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 5	5	42,75	91,87	334,72	-358,88	322,01	0,75	0,45	0,16	-0,08	0,32	41,40	3φ32+2φ20	44,72
Viga Dir	Beam 6	3	92,84												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-115,91	277,56	-566,65	238,99	0,45	0,75	0,07	-0,13	0,04	5,18	-----	-----
Viga Dir	Beam 3	5	48,33												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 5	5	53,86	-92,36	320,60	-543,11	333,31	0,75	0,45	0,16	-0,12	0,32	41,40	-----	-----
Viga Dir	Beam 6	3	92,84												

Pilar		A2 P0													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	147,19	133,14	-475,31	156,92	0,45	0,75	0,05	-0,11	0,02	2,59	-----	-----
Viga Dir	Beam 3	5	47,44												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 5	5	54,05	167,50	408,87	-455,01	401,73	0,75	0,45	0,20	-0,10	0,40	51,75	4φ32+1φ20	54,54
Viga Dir	Beam 6	3	129,68												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-174,25	345,98	-796,75	322,19	0,45	0,75	0,10	-0,18	0,08	10,35	-----	-----
Viga Dir	Beam 3	5	58,34												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 5	5	71,91	-150,12	353,43	-772,63	360,57	0,75	0,45	0,18	-0,17	0,34	43,99	-----	-----
Viga Dir	Beam 6	3	129,68												

Pilar		B1 P3		Sismo da Esquerda												
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 1	5	25,42	16,91	235,85	-104,51	214,47	0,45	0,75	0,06	-0,02	0,14	18,11	-----	-----	
Viga Dir	Beam 2	3	42,33													
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	n/a	0	0,00	25,46	119,67	-95,96	155,06	0,75	0,45	0,08	-0,02	0,19	24,58	5φ20	25,14	
Viga Dir	Beam 7	5	25,46													
Sismo da Direita																
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 1	5	25,40	-16,93	235,85	-138,35	257,23	0,45	0,75	0,08	-0,03	0,18	23,29	-----	-----	
Viga Dir	Beam 2	3	42,33													
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	n/a	0	0,00	-29,73	155,65	-151,15	120,26	0,75	0,45	0,06	-0,03	0,12	15,53	-----	-----	
Viga Dir	Beam 7	5	29,73													

Pilar		B1 P2													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	34,93	41,66	315,01	-241,69	299,40	0,45	0,75	0,09	-0,05	0,19	24,58	5φ20	25,14
Viga Dir	Beam 2	3	59,68												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	57,63	73,12	-225,72	100,22	0,75	0,45	0,05	-0,05	0,07	9,06	-----	-----
Viga Dir	Beam 7	5	32,16												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	33,00	-43,61	259,15	-326,96	274,76	0,45	0,75	0,08	-0,07	0,14	18,11	-----	-----
Viga Dir	Beam 2	3	59,68												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-61,97	134,92	-345,32	107,81	0,75	0,45	0,05	-0,08	0,04	5,18	-----	-----
Viga Dir	Beam 7	5	32,24												

Pilar		B1 P1													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	42,77	91,14	371,08	-353,94	352,48	0,45	0,75	0,10	-0,08	0,16	20,70	-----	-----
Viga Dir	Beam 2	3	92,25												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	99,84	99,38	-345,24	129,55	0,75	0,45	0,06	-0,08	0,06	7,76	-----	-----
Viga Dir	Beam 7	5	42,21												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	53,51	-82,35	350,00	-527,43	368,60	0,45	0,75	0,11	-0,12	0,17	21,99	5φ20	25,14
Viga Dir	Beam 2	3	92,25												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-110,26	220,84	-555,34	190,67	0,75	0,45	0,09	-0,12	0,12	15,53	-----	-----
Viga Dir	Beam 7	5	48,29												

Pilar		B1 P0													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	19,28	197,85	454,53	-416,85	442,46	0,45	0,75	0,13	-0,09	0,24	31,05	4φ25+1φ16	33,48
Viga Dir	Beam 2	3	125,99												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	147,30	92,18	-467,40	108,77	0,75	0,45	0,05	-0,10	0,02	2,59	-----	-----
Viga Dir	Beam 7	5	47,46												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 1	5	69,70	-138,64	418,62	-753,34	430,69	0,45	0,75	0,13	-0,17	0,17	21,99	-----	-----
Viga Dir	Beam 2	3	125,99												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-168,56	247,37	-783,26	230,78	0,75	0,45	0,11	-0,17	0,10	12,94	-----	-----
Viga Dir	Beam 7	5	58,30												

Pilar		B2 P3													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 3	5	25,43	17,23	237,68	-149,76	221,88	0,75	0,45	0,11	-0,03	0,24	31,05	-----	-----
Viga Dir	Beam 4	3	42,66												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 7	5	25,46	17,11	237,17	-149,89	207,58	0,45	0,75	0,062	-0,03	0,12	15,53	-----	-----
Viga Dir	Beam 8	3	42,57												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 3	5	29,78	-12,88	237,68	-179,87	253,48	0,75	0,45	0,13	-0,04	0,25	32,34	4φ25+1φ16	33,48
Viga Dir	Beam 4	3	42,66												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 7	5	29,73	-12,84	237,17	-179,83	266,76	0,45	0,75	0,08	-0,04	0,16	20,70	-----	-----
Viga Dir	Beam 8	3	42,57												

Pilar		B2 P2													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 3	5	32,13	38,93	221,88	-330,17	207,97	0,75	0,45	0,10	-0,07	0,18	23,29	5φ20	25,14
Viga Dir	Beam 4	3	53,83												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 7	5	32,16	38,68	281,15	-330,43	261,19	0,45	0,75	0,08	-0,07	0,14	18,11	-----	-----
Viga Dir	Beam 8	3	53,74												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 3	5	37,79	-28,91	193,26	-398,02	207,17	0,75	0,45	0,10	-0,09	0,16	20,70	-----	-----
Viga Dir	Beam 4	3	53,83												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 7	5	37,74	-28,84	223,23	-397,94	243,19	0,45	0,75	0,07	-0,09	0,08	10,35	-----	-----
Viga Dir	Beam 8	3	53,74												

Pilar		B2 P1													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 3	5	42,19	67,25	252,39	-504,88	236,78	0,75	0,45	0,12	-0,11	0,18	23,29	-----	-----
Viga Dir	Beam 4	3	70,51												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 7	5	42,21	66,91	280,07	-505,22	255,81	0,45	0,75	0,08	-0,11	0,10	12,94	-----	-----
Viga Dir	Beam 8	3	70,44												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 3	5	48,33	-51,10	240,88	-623,23	256,49	0,75	0,45	0,13	-0,14	0,20	25,88	3φ25+2φ16	27,68
Viga Dir	Beam 4	3	70,51												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	Beam 7	5	48,29	-51,00	262,42	-623,13	238,16	0,45	0,75	0,07	-0,14	0,04	5,18	-----	-----
Viga Dir	Beam 8	3	70,44												

Pilar		B2 P0		Sismo da Esquerda												
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 3	5	47,44	93,69	200,00	-692,57	191,38	0,75	0,45	0,09	-0,15	0,08	10,35	4φ16	12,06	
Viga Dir	Beam 4	3	73,87													
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 7	5	47,46	93,25	149,57	-693,01	134,06	0,45	0,75	0,04	-0,15	0,04	5,34	-----	-----	
Viga Dir	Beam 8	3	73,80													
Sismo da Direita																
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 3	5	58,34	-66,63	187,40	-852,89	196,03	0,75	0,45	0,10	-0,19	0,07	9,06	-----	-----	
Viga Dir	Beam 4	3	73,87													
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)	
Viga Esq	Beam 7	5	58,30	-66,50	236,10	-852,76	251,61	0,45	0,75	0,07	-0,19	0,02	2,59	-----	-----	
Viga Dir	Beam 8	3	73,80													

Pilar		A1 P3													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	25,42	119,27	-64,78	145,65	0,75	0,45	0,07	-0,01	0,16	20,70	5φ20	25,14
Viga Dir	Beam 1	5	25,42												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	25,40	119,07	-64,80	155,98	0,45	0,75	0,046	-0,01	0,11	14,23	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	25,40												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-25,40	116,78	-115,60	90,40	0,75	0,45	0,04	-0,03	0,08	10,35	-----	-----
Viga Dir	Beam 1	5	25,40												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	Ned _{column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-25,42	116,78	-115,62	79,88	0,45	0,75	0,02	-0,03	0,02	2,59	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	25,42												

Pilar		A1 P2													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	60,35	109,72	-155,21	131,09	0,75	0,45	0,06	-0,03	0,10	12,94	4φ16+1φ10	13,64
Viga Dir	Beam 1	5	34,93												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	60,31	107,46	-155,26	132,40	0,45	0,75	0,039	-0,03	0,08	10,35	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	34,91												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-58,40	75,17	-273,96	53,80	0,75	0,45	0,03	-0,06	0,02	2,59	-----	-----
Viga Dir	Beam 1	5	33,00												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-58,44	99,78	-274,01	74,84	0,45	0,75	0,02	-0,06	0,02	2,59	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	33,02												

Pilar		A1 P1													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed, column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	103,12	79,78	-237,28	103,48	0,75	0,45	0,05	-0,05	0,08	10,35	-----	-----
Viga Dir	Beam 1	5	42,77												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed, column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	103,05	90,71	-237,35	119,88	0,45	0,75	0,036	-0,05	0,04	5,18	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	42,75												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed, column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-111,91	193,13	-452,31	169,44	0,75	0,45	0,08	-0,10	0,10	12,94	4φ16+1φ10	13,64
Viga Dir	Beam 1	5	53,51												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed, column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-112,31	246,62	-452,71	217,45	0,45	0,75	0,06	-0,10	0,04	5,18	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	53,86												

Pilar		A1 P0													
Sismo da Esquerda															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	157,22	82,37	-314,93	95,68	0,75	0,45	0,05	-0,07	0,05	6,47	-----	-----
Viga Dir	Beam 1	5	54,10												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	157,11	123,82	-315,04	142,04	0,45	0,75	0,042	-0,07	0,03	3,88	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	54,05												
Sismo da Direita															
Direção X		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-181,61	187,05	-653,76	173,74	0,75	0,45	0,09	-0,15	0,09	11,64	4φ16+1φ10	13,64
Viga Dir	Beam 1	5	69,70												
Direção Y		L _{beam} (m)	V _{beam} (kN)	N _{column} (kN)	M _{column} (kNm)	N _{ed,column} (kN)	Med _{column} (kNm)	b (m)	h (m)	μ		tot	As _{tot column} (cm ²)	As/face	As _{tot} efetiva (cm ²)
Viga Esq	n/a	0	0,00	-184,22	251,83	-656,37	233,61	0,45	0,75	0,07	-0,15	0,03	3,88	-----	-----
Viga Dir	Beam 5	5	71,91												

9.3. Anexo 3 – Tabelas de cálculo das armaduras de esforço transverso do encamisamento

Pilar		A2 P3										
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	V _{ed} _{column} (kN)	N _{ed} _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	u min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	3	284,63	253,68	-98,08	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	3	170,78	178,75	-106,54		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	V _{rd,c}	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	A _{sw/s}	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	0,291	798,88	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,9920			0,316	846,06	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	V _{ed} _{column} (kN)	N _{ed} _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	u min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	3	284,63	315,58	-153,30	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	3	170,78	162,81	-150,20		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	V _{rd,c}	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	A _{sw/s}	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	0,454	806,60	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,9920			0,445	851,88	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		

Pilar	A2 P2		Sismo da Esquerda										
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)	
X	0,45	0,75	3	309,38	287,59	-229,67	25	1,535	0,12	0,333	45	90	
Y	0,75	0,45	3	185,63	193,19	-245,45		1,707		0,390	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	0,680	817,30	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175		
Y		0,9920			0,727	864,58	Asw/s min	8,625	0,3	0,3			
Sismo da Direita													
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)	
X	0,45	0,75	3	309,38	331,16	-354,80	25	1,535	0,12	0,333	45	90	
Y	0,75	0,45	3	185,63	178,06	-340,61		1,707		0,390	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	1,051	834,82	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175		
Y		0,9920			1,009	877,27	Asw/s min	8,625	0,3	0,3			

Pilar	A2 P1											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	3	420,75	393,09	-351,00	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	3	252,45	261,43	-358,88		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	44,72	1,3250	0,15	0,3375	1,040	913,82	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		1,3250			1,063	963,97	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	3	420,75	448,41	-566,65	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	3	252,45	243,47	-543,11		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	44,72	1,3250	0,15	0,3375	1,679	944,01	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		1,3250			1,609	988,53	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		

Pilar	A2 P0		Sismo da Esquerda										
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)	
X	0,45	0,75	3	519,75	511,94	-475,31	25	1,535	0,12	0,333	45	90	
Y	0,75	0,45	3	311,85	314,22	-455,01		1,707		0,390	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	54,54	1,6160	0,15	0,3375	1,408	990,37	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175		
Y		1,6160			1,348	1039,46	Asw/s min	8,625	0,3	0,3			
Sismo da Direita													
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)	
X	0,45	0,75	3	519,75	527,56	-796,75	25	1,535	0,12	0,333	45	90	
Y	0,75	0,45	3	311,85	309,48	-772,63		1,707		0,390	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	54,54	1,6160	0,15	0,3375	2,361	1035,38	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175		
Y		1,6160			2,289	1081,81	Asw/s min	8,625	0,3	0,3			

Pilar	B1 P3											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	132,00	145,19	-104,51	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	79,20	57,03	-95,96		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,310	728,27	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,7449			0,284	768,88	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	132,00	118,81	-138,35	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	79,20	101,37	-151,15		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,410	733,00	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,7449			0,448	776,24	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		

Pilar	B1 P2											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	165,00	175,43	-241,69	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	99,00	80,93	-225,72		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,716	747,47	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,7449			0,669	786,19	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	165,00	154,58	-326,96	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	99,00	117,07	-345,32		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,969	759,41	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,7449			1,023	802,13	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		

Pilar	B1 P1											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	206,25	219,82	-353,94	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	123,75	102,56	-345,24		1,707		0,390		
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	1,049	763,19	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,7449			1,023	802,12	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b	h	L _{column}	V _{column}	Ved _{column}	Ned _{column}	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	206,25	192,68	-527,43	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	123,75	144,94	-555,34		1,707		0,390		
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	1,563	787,47	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,7449			1,645	830,14	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		

Pilar	B1 P0											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	231,00	234,96	-416,85	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	138,60	133,08	-467,40		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	1,235	843,50	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,9920			1,385	894,17	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,45	0,75	4,5	231,00	227,04	-753,34	25	1,535	0,12	0,333	45	90
Y	0,75	0,45	4,5	138,60	144,12	-783,26		1,707		0,390	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	2,232	890,61	Asw/s min	5,175	0,525	0,525	10//0,175	
Y		0,9920			2,321	936,29	Asw/s min	8,625	0,3	0,3		

Pilar	B2 P3		Sismo da Esquerda									
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	193,05	203,25	-149,76	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	321,75	339,65	-149,89		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	0,444	851,82	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,9920			0,444	806,13	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	193,05	182,85	-179,87	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	321,75	303,85	-179,83		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	33,48	0,9920	0,15	0,3375	0,533	855,84	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,9920			0,533	810,32	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		

Pilar	B2 P2		Sismo da Esquerda										
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	v min	θ (°)	α (°)	
X	0,75	0,45	3	163,35	172,65	-330,17	25	1,707	0,12	0,390	45	90	
Y	0,45	0,75	3	272,25	285,70	-330,43		1,535		0,333	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,978	800,11	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175		
Y		0,7449			0,979	759,89	Asw/s min	5,175	0,525	0,525			
Sismo da Direita													
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	v min	θ (°)	α (°)	
X	0,75	0,45	3	163,35	154,05	-398,02	25	1,707	0,12	0,390	45	90	
Y	0,45	0,75	3	272,25	258,80	-397,94		1,535		0,333	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	1,179	809,16	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175		
Y		0,7449			1,179	769,35	Asw/s min	5,175	0,525	0,525			

Pilar	B2 P1											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	204,19	221,51	-504,88	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	340,31	357,92	-505,22		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	27,68	0,8201	0,15	0,3375	1,496	848,06	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,8201			1,497	807,63	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	204,19	186,86	-623,23	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	340,31	322,70	-623,13		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	27,68	0,8201	0,15	0,3375	1,847	863,84	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,8201			1,846	824,14	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		

Pilar	B2 P0		Sismo da Esquerda									
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	4,5	94,05	96,91	-692,57	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	4,5	156,75	161,84	-693,01		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	12,06	0,3573	0,15	0,3375	2,052	684,22	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,3573			2,053	655,67	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	4,5	94,05	91,19	-852,89	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	4,5	156,75	151,66	-852,76		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	12,06	0,3573	0,15	0,3375	2,527	705,60	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,3573			2,527	678,03	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		

Pilar	A1 P3											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	118,80	102,04	-64,78	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	198,00	175,62	-64,80		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,192	764,73	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,7449			0,192	722,71	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	118,80	135,56	-115,60	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	198,00	220,38	-115,62		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	25,14	0,7449	0,15	0,3375	0,343	771,50	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,7449			0,343	729,82	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		

Pilar	A1 P2		Sismo da Esquerda										
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)	
X	0,75	0,45	3	96,53	82,34	-155,21	25	1,707	0,12	0,390	45	90	
Y	0,45	0,75	3	160,88	144,18	-155,26		1,535		0,333	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	13,64	0,4041	0,15	0,3375	0,460	637,37	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175		
Y		0,4041			0,460	603,78	Asw/s min	5,175	0,525	0,525			
Sismo da Direita													
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)	
X	0,75	0,45	3	96,53	110,71	-273,96	25	1,707	0,12	0,390	45	90	
Y	0,45	0,75	3	160,88	177,57	-274,01		1,535		0,333	45	90	
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ ₁	k ₁	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s		
X	13,64	0,4041	0,15	0,3375	0,812	653,20	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175		
Y		0,4041			0,812	620,41	Asw/s min	5,175	0,525	0,525			

Pilar	A1 P1											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	126,23	109,49	-237,28	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	210,38	189,37	-237,35		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	13,64	0,4041	0,15	0,3375	0,703	648,31	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,4041			0,703	615,28	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	3	126,23	142,96	-452,31	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	3	210,38	231,38	-452,71		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	13,64	0,4041	0,15	0,3375	1,340	676,98	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,4041			1,341	645,43	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		

Pilar	A1 P0											
Sismo da Esquerda												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	4,5	99,00	94,58	-314,93	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	4,5	165,00	159,02	-315,04		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	13,64	0,4041	0,15	0,3375	0,933	658,67	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,4041			0,933	626,15	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		
Sismo da Direita												
Direção	b (m)	h (m)	L _{column} (m)	V _{column} (kN)	Ved _{column} (kN)	Ned _{column} (kN)	fck (Mpa)	k	Crd,c	υ min	θ (°)	α (°)
X	0,75	0,45	4,5	99,00	103,42	-653,76	25	1,707	0,12	0,390	45	90
Y	0,45	0,75	4,5	165,00	170,98	-656,37		1,535		0,333	45	90
	A _{sl} (cm ² /m)	ρ1	k1	Ac	σ _{cp}	Vrd,c	Verif	A _{sw/s min} (cm ² /m)	Scl,tmax	Scl,t	Asw/s	
X	13,64	0,4041	0,15	0,3375	1,937	703,84	Asw/s min	8,625	0,3	0,3	10//0,175	
Y		0,4041			1,945	673,94	Asw/s min	5,175	0,525	0,525		

9.4. Anexo 4 – Tabela de verificação dos limites de taxa total de armadura

art.º 5.4.3.2.2 (1)P											
Pilar	Piso	Plano	b (m)	d (m)	As inicial (cm ²)	As reforço (cm ²)	As Total (cm ²)	1	0,01	1	0,04
A1	3	x-x	0,75	0,41	21,6	25,14	46,74	0,015	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,014	OK		
	2	x-x	0,75	0,41	21,6	13,64	35,24	0,011	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,010	OK		
	1	x-x	0,75	0,41	21,6	13,64	35,24	0,011	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,010	OK		
	0	x-x	0,75	0,41	42,2	13,64	55,84	0,018	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,017	OK		
A2	3	x-x	0,45	0,71	21,6	33,48	55,08	0,017	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,016	OK		
	2	x-x	0,45	0,71	21,6	33,48	55,08	0,017	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,016	OK		
	1	x-x	0,45	0,71	26,12	44,72	70,84	0,022	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,021	OK		
	0	x-x	0,45	0,71	42,2	54,54	96,74	0,030	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,029	OK		
B1	3	x-x	0,45	0,71	21,6	25,14	46,74	0,015	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,014	OK		
	2	x-x	0,45	0,71	21,6	25,14	46,74	0,015	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,014	OK		
	1	x-x	0,45	0,71	26,12	25,14	51,26	0,016	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,015	OK		
	0	x-x	0,45	0,71	42,2	33,48	75,68	0,024	OK		
		y-y	0,75	0,45				0,022	OK		
B2	3	x-x	0,75	0,41	21,6	33,48	55,08	0,018	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,016	OK		
	2	x-x	0,75	0,41	21,6	25,14	46,74	0,015	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,014	OK		
	1	x-x	0,75	0,41	42,2	27,68	69,88	0,023	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,021	OK		
	0	x-x	0,75	0,41	42,2	12,06	54,26	0,018	OK		
		y-y	0,45	0,75				0,016	OK		

9.5. Anexo 5 – Tabelas de verificação dos pontos (6)P e (7)P da NP EN1998-1:2010

art.º 5.4.3.2.2 (8)																	
Pilar	Piso	l_c (m)	Sismo	Direção	h_c (m)	h_0 (m)	b_c (m)	b_0 (m)	s (m)	n	s		nº cintas	w_d	d	$s_{y,d}$	VERIFICAÇÃO
A1	0	4,5	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	26	0,224	0,0700	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0700		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1453		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1459		Satisfaz (6)P e (7)P
	1	3	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0527	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0527		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1005		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1006		Satisfaz (6)P e (7)P
	2	3	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0345	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0345		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0609		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0609		Satisfaz (6)P e (7)P
	3	3	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0144	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0144		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0257		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0257		Satisfaz (6)P e (7)P

Pilar	Piso	l_c (m)	Sismo	Direção	h_c (m)	h_0 (m)	b_c (m)	b_0 (m)	s (m)	n	s		nº cintas	wd	d	s_y, d	VERIFICAÇÃO
A2	0	4,5	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	26	0,224	0,1056	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1011		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1771		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1717		Satisfaz (6)P e (7)P
	1	3	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0780	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0798		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1259		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1207		Satisfaz (6)P e (7)P
	2	3	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0510	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0545		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0788		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0757		Satisfaz (6)P e (7)P
	3	3	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0218	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0237		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0341		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0334		Satisfaz (6)P e (7)P

Pilar	Piso	l_c (m)	Sismo	Direção	h_c (m)	h_0 (m)	b_c (m)	b_0 (m)	s (m)	n	s		nº cintas	wd	d	s_y, d	VERIFICAÇÃO
B1	0	4,5	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	26	0,224	0,0926	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1039		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1674		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1741		Satisfaz (6)P e (7)P
	1	3	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0787	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0767		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1172		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1234		Satisfaz (6)P e (7)P
	2	3	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0537	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0502		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0727		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0767		Satisfaz (6)P e (7)P
	3	3	Direita	X	0,75	0,58	0,45	0,28	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0232	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0213		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0307		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0336		Satisfaz (6)P e (7)P

Pilar	Piso	l_c (m)	Sismo	Direção	h_c (m)	h_0 (m)	b_c (m)	b_0 (m)	s (m)	n	s		nº cintas	wd	d	s_y, d	VERIFICAÇÃO
B2	0	4,5	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7075	0,5838	0,4131	26	0,224	0,1539	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7075	0,5838	0,4131			0,1540		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7075	0,5838	0,4131			0,1895		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7075	0,5838	0,4131			0,1895		Satisfaz (6)P e (7)P
	1	3	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,1122	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1123		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,1385		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,1385		Satisfaz (6)P e (7)P
	2	3	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0734	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0734		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0884		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0884		Satisfaz (6)P e (7)P
	3	3	Direita	X	0,45	0,28	0,75	0,58	0,175	0,7345	0,5838	0,4288	17	0,224	0,0333	0,00174	Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0333		Satisfaz (6)P e (7)P
			Esquerda	X	0,45	0,28	0,75	0,58		0,7345	0,5838	0,4288			0,0400		Satisfaz (6)P e (7)P
				Y	0,75	0,58	0,45	0,28		0,7345	0,5838	0,4288			0,0400		Satisfaz (6)P e (7)P

9.6. Anexo 6 – Orçamento para o reforço sísmico de pilares por encamisamento de betão armado

Capítulos / Itens		un	Qt	Preço Un	Sub Total	Total
						134.903,50 €
1	Preparação da intervenção					9.467,25 €
1.1	Peritagens técnicas					3.349,08 €
1.1.1	Ensaio para a determinação da armadura em pilares de betão armado, através de pacómetro, a 1/4 dos elementos por piso.	ud	16	21,77 €	348,32 €	
1.1.2	Ensaio para a determinação da armadura em vigas de betão armado, através de pacómetro, aos 4 tipos existentes por piso.	ud	16	72,62 €	1.161,92 €	
1.1.3	Relatório técnico sobre os resultados obtidos nos ensaios realizados em pilares de betão.	ud	1	181,54 €	181,54 €	
1.1.4	Relatório técnico sobre os resultados obtidos nos ensaios realizados em vigas de betão.	ud	1	181,54 €	181,54 €	
1.1.5	Extração de carote de betão em pilar de 100 mm de diâmetro e 200mm de comprimento, através de sonda rotativa, corte, cura, alisamento e ensaio à compressão. 1 elemento por piso	ud	4	168,80 €	675,20 €	
1.1.6	Determinação do índice de ressalto do betão em pilar, através de esclerómetro em 50% dos pilares por piso	ud	32	7,98 €	255,36 €	
1.1.7	Relatório de reconhecimento sobre os resultados obtidos no ensaio de extracção de carotes.	ud	1	181,54 €	181,54 €	
1.1.8	Relatório técnico sobre o estado de conservação do edifício a reabilitar.	ud	1	363,66 €	363,66 €	
1.2	Escoramento da estrutura e preparação dos trabalhos					6.118,17 €
1.2.1	Montagem e desmontagem de escoramento viga horizontal situada até 3 m de altura, composto por 1 escora metálica telescópica e pranchas de madeira.	m	192	8,10 €	1.555,20 €	
1.2.2	Montagem e desmontagem de escoramento de laje horizontal e consola, com altura livre de até 3 m, composto por 2 escoras metálicas telescópicas e pranchas de madeira.	m ²	144	11,42 €	1.644,48 €	

1.3	Aluguer, durante 60 dias úteis, de andaime tubular normalizado, tipo multidireccional, até 20 m de altura máxima de trabalho, formado por estrutura tubular de aço galvanizado a quente, de 48,3 mm de diâmetro e 3,2 mm de espessura, sem duplicidade de elementos verticais, composto por plataformas de trabalho de 60 cm de largura, colocadas cada 2 m de altura, escada interior com alçapão, guarda-corpos traseiro com duas barras e rodapé, e guarda-corpos frontal com uma barra; para a execução de fachada de 312 m ² (2 fachadas).	ud	1	2.592,59 €	2.592,59 €	
1.4	Aluguer mensal de conduta de entulho de PVC de 10 m de comprimento, formado por peças tronco-cónicas de 38 a 51 cm de diâmetro interior, unidas entre si com correntes.	ud	2	116,41 €	232,82 €	
1.4.1	Montagem e desmontagem em obra de conduta de entulho de PVC de 10 m de comprimento, formada por peças tronco-cónicas de 38 a 51 cm de diâmetro interior, unidas entre si com correntes.	ud	1	93,08 €	93,08 €	
2	Demolições					42.855,24 €
2.1	Levantamento com recuperação de material do pavimento cerâmico existente, de tijoleira tradicional, e picagem do material de fixação, com meios manuais, numa faixa de 0,50x0,50m junto de cada pilar	m ²	70,56	10,40 €	733,82 €	
2.2	Levantamento com recuperação de material do demolição do rodapé cerâmico existente, de tijoleira tradicional, e picagem de material de fixação, com meios manuais, numa faixa de 0,50m de cada pilar	m	268,8	1,27 €	341,38 €	
2.3	Demolição de paredes exteriores de alvenaria dupla (30x20x7 + 30x20x15), numa faixa de 0,50m em cada direcção, com meios manuais, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m ²	171,36	12,30 €	2.107,73 €	
2.4	Demolição de paredes interiores de alvenaria simples com uma espessura de 0,15m, numa faixa de 0,50m em cada direcção, com meios manuais, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m ²	159,12	5,00 €	795,60 €	
2.5	Demolição da camada de revestimento de betão dos pilares, até uma espessura de 3cm	m ²	432	5,02 €	2.168,64 €	

2.6	Demolição de laje térrea maciça de betão armado de até 20 cm de espessura, numa faixa de 0,70x0,70m, com meios manuais, martelo pneumático e equipamento de oxicorte, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m ²	70,56	40,77 €	2.876,73 €	
2.7	Escavação de caboucos até à base dos pilares térreos (profundidade de 1,5m) em terreno tipo C (argila rijá), com meios manuais, entivação média, remoção dos materiais escavados e carregamento em camião.	m ³	11,76	52,60 €	618,58 €	
2.8	Perfuração de lajes maciça de betão armado, com coroa diamantada de 20 mm de diâmetro, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m	36	395,39 €	14.234,04 €	
2.9	Perfuração de vigas de betão armado, com coroa diamantada de 20 mm de diâmetro, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m	48	395,39 €	18.978,72 €	
3	Reforços estrutural por encamisamento dos pilares					39.739,68 €
3.1	Reforço de pilar de betão armado de 35x65 cm, através de aumento de 5 cm de espessura em todas as suas faces, com betão armado, realizada com betão C25/30 fabricado em central, e betonagem com bomba, e aço A400 NR, num ratio aproximado de 120 kg/m ³ , ligação de armaduras através de grampos; prévia aplicação de adesivo tixotrópico de dois componentes à base de resina epóxi, sobre a superfície do betão endurecido.	m	216	183,98 €	39.739,68 €	
4	Reparação do edifício					41.432,44 €
4.1	Reparação de pavimentos					5.798,28 €
4.1.1	Aterro de caboucos e base de pavimento através do enchimento com brita 20/30 mm, e compactação a 95% do Proctor Modificado através de equipamento manual com placa vibratória.	m ³	11,76	20,46 €	240,61 €	
4.1.2	Reparação da laje de pavimento térreo com massame de betão armado de 20 cm de espessura, realizado com betão C25/30 preparado em obra, e betonagem com meios manuais, espalhamento e vibração manual, e malha electrossoldada AR42 de aço A500 EL sobre separadores homologados, para base de um pavimento.	m ²	70,56	36,26 €	2.558,51 €	
4.1.3	Base para pavimento, de argamassa de cimento com 4 cm de espessura, aplicação de mestras e afagamento.	m ²	70,56	13,21 €	932,10 €	

4.1.4	Recolocação do pavimento de revestimento de mosaicos cerâmicos de tijoleira tradicional, assentes com cimento cola de utilização exclusiva para interiores, sem nenhuma característica adicional, cor cinzento, e enchimento das juntas com argamassa de juntas cimentosa, CG1, para junta mínima (entre 1,5 e 3 mm), com a mesma tonalidade das peças.	m ²	70,56	15,20 €	1.072,51 €	
4.1.5	Recolocação do rodapé cerâmico de tijoleira tradicional, assente com cimento cola de utilização exclusiva em interiores, sem nenhuma característica adicional, cinzento e enchimento de juntas com argamassa de juntas cimentosa, CG1, para junta mínima (entre 1,5 e 3 mm), com a mesma tonalidade das peças.	m	268,8	3,70 €	994,56 €	
4.2	Reparação de alvenarias					22.232,30 €
4.2.1	Pano exterior de parede de fachada, de 15 cm de espessura de alvenaria, de tijolo cerâmico furado duplo, para revestir, 30x20x15 cm, assente com argamassa de cimento, com caixa de ar ventilada.	m ²	171,36	15,47 €	2.650,94 €	
4.2.2	Pano interior de parede de fachada de 7 cm de espessura, de alvenaria de tijolo cerâmico furado duplo, para revestir, 30x20x7 cm, assente com argamassa de cimento.	m ²	171,36	8,50 €	1.456,56 €	
4.2.3	Pano de parede divisória interior de 11 cm de espessura de alvenaria, de tijolo cerâmico furado duplo, para revestir, 30x20x11 cm, assente com argamassa de cimento	m ²	159,12	12,95 €	2.060,60 €	
4.2.4	Revestimento de paramentos exteriores com emboço directa de argamassa industrial, de 15 mm de espessura, cor cinzento, acabamento liso, para a realização da camada base em revestimentos contínuos bicamada, acabamento afagado, espessura 15 mm, aplicado manualmente, armada e reforçada com malha anti-álcalis inclusive nas alterações dos materiais, e andaimes homologados.	m ²	187,2	27,79 €	5.202,29 €	
4.2.5	Revestimento de paramentos interiores com emboço directo de argamassa industrial, de 15 mm de espessura, cor cinzento, acabamento liso, para a realização da camada base em revestimentos contínuos bicamada, acabamento afagado, espessura 15 mm, aplicado manualmente, armada e reforçada com malha anti-álcalis inclusive nas alterações dos materiais.	m ²	505,44	21,49 €	10.861,91 €	
4.3	Pinturas					13.401,86 €

4.3.1	Pintura exterior com tinta de cal Classical <i>REVETON</i> , cor branca, aplicada com broxa, rolo ou pistola, através de demão de primário (rendimento 0,15 kg/m ²) e demão de acabamento (rendimento 0,15 kg/m ²), sobre paramento vertical de argamassa de cal ou argamassa bastarda de cal (não incluído neste preço).	m ²	624	4,43 €	2.764,32 €	
4.3.2	Pintura de interior de paredes com tinta de cal Classical <i>REVETON</i> , cor a escolher, aplicada com broxa, rolo ou pistola, através de demão de primário (rendimento 0,15 kg/m ²) e demão de acabamento (rendimento 0,15 kg/m ²), sobre paramento vertical.	m ²	1622,4	4,59 €	7.446,82 €	
4.3.3	Pintura de interior de tectos com tinta de cal Classical <i>REVETON</i> , cor a escolher, aplicada com broxa, rolo ou pistola, através de demão de primário (rendimento 0,15 kg/m ²) e demão de acabamento (rendimento 0,15 kg/m ²), sobre superfícies horizontais.	m ²	676	4,72 €	3.190,72 €	
5	Limpeza da obra					1.408,90 €
5.1	Limpeza final de obra em habitação de edifício multifamiliar, com uma superfície construída média de 500 m ²	ud	1	774,23 €	774,23 €	
5.2	Transporte e remoção de andaime tubular normalizado, tipo multidireccional, até 20 m de altura máxima de trabalho, formado por estrutura tubular de aço galvanizado a quente, sem duplicidade de elementos verticais e plataformas de trabalho de 60 cm de largura; para execução de fachada de 312 m ² .	ud	1	634,67€	634,67 €	

9.7. Anexo 7 – Orçamento para o reforço sísmico por adição de paredes resistentes de betão armado

Capítulos / Itens		un	Qt	Preço Un	Sub Total	Total
						92.056,19 €
1	Preparação da intervenção					8.549,52 €
1.1	Peritagens técnicas					3.349,08 €
1.1.1	Ensaio para a determinação da armadura em pilares de betão armado, através de pacómetro, a 1/4 dos elementos por piso.	ud	16	21,77 €	348,32 €	
1.1.2	Ensaio para a determinação da armadura em vigas de betão armado, através de pacómetro, aos 4 tipos existentes por piso.	ud	16	72,62 €	1.161,92 €	
1.1.3	Relatório técnico sobre os resultados obtidos nos ensaios realizados em pilares de betão.	ud	1	181,54 €	181,54 €	
1.1.4	Relatório técnico sobre os resultados obtidos nos ensaios realizados em vigas de betão.	ud	1	181,54 €	181,54 €	
1.1.5	Extração de carote de betão em pilar de 100 mm de diâmetro e 200mm de comprimento, através de sonda rotativa, corte, cura, alisamento e ensaio à compressão. 1 elemento por piso	ud	4	168,80 €	675,20 €	
1.1.6	Determinação do índice de ressalto do betão em pilar, através de esclerómetro em 50% dos pilares por piso	ud	32	7,98 €	255,36 €	
1.1.7	Relatório de reconhecimento sobre os resultados obtidos no ensaio de extracção de carotes.	ud	1	181,54 €	181,54 €	
1.1.8	Relatório técnico sobre o estado de conservação do edifício a reabilitar.	ud	1	363,66 €	363,66 €	
1.2	Escoramento da estrutura e preparação dos trabalhos					5.200,44 €
1.2.1	Montagem e desmontagem de escoramento viga horizontal situada até 3 m de altura, composto por 1 escora metálica telescópica e pranchas de madeira.	m	192	8,10 €	1.555,20 €	
1.2.2	Montagem e desmontagem de escoramento de laje horizontal e consola, com altura livre de até 3 m, composto por 2 escoras metálicas telescópicas e pranchas de madeira.	m ²	144	11,42 €	1.644,48 €	

1.3	Aluguer, durante 60 dias úteis, de andaime tubular normalizado, tipo multidireccional, até 20 m de altura máxima de trabalho, formado por estrutura tubular de aço galvanizado a quente, de 48,3 mm de diâmetro e 3,2 mm de espessura, sem duplicidade de elementos verticais, composto por plataformas de trabalho de 60 cm de largura, colocadas cada 2 m de altura, escada interior com alçapão, guarda-corpos traseiro com duas barras e rodapé, e guarda-corpos frontal com uma barra; para a execução de fachada de 144 m ² (4 fachadas).	ud	1	1.674,86 €	1.674,86 €	
1.4	Aluguer mensal de conduta de entulho de PVC de 10 m de comprimento, formado por peças tronco-cónicas de 38 a 51 cm de diâmetro interior, unidas entre si com correntes.	ud	2	116,41 €	232,82 €	
1.4.1	Montagem e desmontagem em obra de conduta de entulho de PVC de 10 m de comprimento, formada por peças tronco-cónicas de 38 a 51 cm de diâmetro interior, unidas entre si com correntes.	ud	1	93,08 €	93,08 €	
2	Demolições					28.559,05 €
2.1	Levantamento com recuperação de material do pavimento cerâmico existente, de tijoleira tradicional, e picagem do material de fixação, com meios manuais, numa faixa de 0,70m junto da zona de intervenção	m ²	28	10,40 €	291,20 €	
2.2	Levantamento com recuperação de material do demolição do rodapé cerâmico existente, de tijoleira tradicional, e picagem de material de fixação, com meios manuais, ao longo da zona de intervenção	m	40	1,27 €	50,80 €	
2.3	Demolição de paredes exteriores de alvenaria dupla (30x20x7 + 30x20x15), com meios manuais, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m ²	104	12,30 €	1.279,20 €	
2.4	Demolição de paredes interiores de alvenaria simples com uma espessura de 0,15m, numa faixa de 0,50m em cada direcção, com meios manuais, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m ²	135	5,00 €	675,00 €	
2.5	Demolição da camada de revestimento de betão dos pilares, até uma espessura de 3cm	m ²	37,8	5,02 €	189,76 €	
2.6	Demolição de laje térrea maciça de betão armado de até 20 cm de espessura, numa faixa de 0,70x0,70m, com meios manuais, martelo pneumático e equipamento de oxicorte, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m ²	28	40,77 €	1.141,56 €	

2.7	Escavação de vala até à base dos pilares térreos (profundidade de 1,5m) em terreno tipo C (argila rijá), com meios manuais, entivação média, remoção dos materiais escavados e carregamento em camião.	m ³	21	57,53 €	1.208,13 €	
2.8	Perfuração de lajes maciça de betão armado, com coroa diamantada de 20 mm de diâmetro, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m	30	395,39 €	11.861,70 €	
2.9	Perfuração de vigas de betão armado, com coroa diamantada de 20 mm de diâmetro, e carga manual de entulho para camião ou contentor.	m	30	395,39 €	11.861,70 €	
3	Reforços estrutural por adição de paredes de betão					34.057,08 €
3.1	Parede de betão armado, H<=3 m, espessura 35 cm, realizada com betão C25/30 fabricado em central, e betonagem com bomba, e aço A400 NR, quantidade 50 kg/m ³ ; montagem e desmontagem do sistema de cofragem metálica com acabamento tipo industrial para revestir.	m ³	65,52	326,96 €	21.422,42 €	
3.2	Parede de betão armado, 3<H<6 m, espessura 35 cm, realizada com betão C25/30 fabricado em central, e betonagem com bomba, e aço A400 NR, quantidade 50 kg/m ³ ; montagem e desmontagem do sistema de cofragem metálica com acabamento tipo industrial para revestir.	m ³	34,44	366,86 €	12.634,66 €	
4	Reparação do edifício					14.380,90 €
4.1	Reparação de pavimentos					2.388,42 €
4.1.1	Aterro de valas e base de pavimento através do enchimento com brita 20/30 mm, e compactação a 95% do Proctor Modificado através de equipamento manual com placa vibratória.	m ³	21	20,46 €	429,66 €	
4.1.2	Reparação da laje de pavimento térreo com massame de betão armado de 20 cm de espessura, realizado com betão C25/30 preparado em obra, e betonagem com meios manuais, espalhamento e vibração manual, e malha electrossoldada AR42 de aço A500 EL sobre separadores homologados, para base de um pavimento.	m ²	28	36,26 €	1.015,28 €	
4.1.3	Base para pavimento, de argamassa de cimento com 4 cm de espessura, aplicação de mestras e afagamento.	m ²	28	13,21 €	369,88 €	

4.1.4	Recolocação do pavimento de revestimento de mosaicos cerâmicos de tijoleira tradicional, assentes com cimento cola de utilização exclusiva para interiores, sem nenhuma característica adicional, cor cinzento, e enchimento das juntas com argamassa de juntas cimentosa, CG1, para junta mínima (entre 1,5 e 3 mm), com a mesma tonalidade das peças.	m ²	28	15,20 €	425,60 €	
4.1.5	Recolocação do rodapé cerâmico de tijoleira tradicional, assente com cimento cola de utilização exclusiva em interiores, sem nenhuma característica adicional, cinzento e enchimento de juntas com argamassa de juntas cimentosa, CG1, para junta mínima (entre 1,5 e 3 mm), com a mesma tonalidade das peças.	m	40	3,70 €	148,00 €	
4.2	Reparação de alvenarias					7.618,00 €
4.2.1	Pano exterior de parede de fachada, de 15 cm de espessura de alvenaria, de tijolo cerâmico furado duplo, para revestir, 30x20x15 cm, assente com argamassa de cimento, com caixa de ar ventilada.	m ²	104	15,47 €	1.608,88 €	
4.2.2	Pano interior de parede de fachada de 7 cm de espessura, de alvenaria de tijolo cerâmico furado duplo, para revestir, 30x20x7 cm, assente com argamassa de cimento.	m ²	104	8,50 €	884,00 €	
4.2.3	Revestimento de paramentos exteriores com emboço directa de argamassa industrial, de 15 mm de espessura, cor cinzento, acabamento liso, para a realização da camada base em revestimentos contínuos bicamada, acabamento afagado, espessura 15 mm, aplicado manualmente, armada e reforçada com malha anti-álcalis inclusive nas alterações dos materiais, e andaimes homologados.	m ²	104	27,79 €	2.890,16 €	
4.2.4	Revestimento de paramentos interiores com emboço directo de argamassa industrial, de 15 mm de espessura, cor cinzento, acabamento liso, para a realização da camada base em revestimentos contínuos bicamada, acabamento afagado, espessura 15 mm, aplicado manualmente, armada e reforçada com malha anti-álcalis inclusive nas alterações dos materiais.	m ²	104	21,49 €	2.234,96 €	
4.3	Pinturas					4.374,48 €

4.3.1	Pintura exterior com tinta de cal Classical <i>REVETON</i> , cor branca, aplicada com broxa, rolo ou pistola, através de demão de primário (rendimento 0,15 kg/m ²) e demão de acabamento (rendimento 0,15 kg/m ²), sobre paramento vertical de argamassa de cal ou argamassa bastarda de cal (não incluído neste preço).	m ²	624	4,43 €	2.764,32 €	
4.3.2	Pintura de interior de paredes com tinta de cal Classical <i>REVETON</i> , cor a escolher, aplicada com broxa, rolo ou pistola, através de demão de primário (rendimento 0,15 kg/m ²) e demão de acabamento (rendimento 0,15 kg/m ²), sobre paramento vertical.	m ²	104	4,59 €	477,36 €	
4.3.3	Pintura de interior de tectos com tinta de cal Classical <i>REVETON</i> , cor a escolher, aplicada com broxa, rolo ou pistola, através de demão de primário (rendimento 0,15 kg/m ²) e demão de acabamento (rendimento 0,15 kg/m ²), sobre superfícies horizontais.	m ²	240	4,72 €	1.132,80 €	
5	Limpeza da obra					1.282,77 €
5.1	Limpeza final de obra em habitação de edifício multifamiliar, com uma superfície construída média de 500 m ²	ud	1	774,23 €	774,23 €	
5.2	Transporte e remoção de andaime tubular normalizado, tipo multidireccional, até 20 m de altura máxima de trabalho, formado por estrutura tubular de aço galvanizado a quente, sem duplicidade de elementos verticais e plataformas de trabalho de 60 cm de largura; para execução de fachada de 144 m ² .	ud	1	508,54	508,54 €	