



**Universidade Católica Portuguesa
Faculdade de Engenharia**



**Cavaliças do Palacete Ribeiro da Cunha
Análise Estrutural**

Nuno Miguel Monteiro Bernardo Corte

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil**

Júri

Prof. Doutor Manuel Barata Marques (Presidente)

Prof. Doutor João Augusto da Silva Appleton (Orientador)

Prof^ª. Doutora Ana Maria Castanheira Aires Pereira da Silva Bártolo

Novembro 2014

Resumo

Esta dissertação insere-se no estudo de um edifício antigo. Resultou de um projeto de 1912 de alteração e ampliação de umas “casas” anexas a um Palacete do séc. XIX, com adoção de materiais inovadores à época, nomeadamente o betão armado, tornando-se um caso pioneiro.

A utilização de uma solução mista, cobertura de laje vigada em betão armado, assente em paredes portantes de alvenaria de pedra retrata uma inovação dos finais do século XIX, a utilização de betão armado como elemento estrutural. A combinação da solução típica de elementos de alvenaria nas paredes com a introdução de uma cobertura em betão armado é o início da mudança do método construtivo e constitui uma nova fase na construção em Portugal.

É analisada a sua localização, que embora privilegiada, no centro de Lisboa, levanta problemas devido à topografia do terreno, ao risco a eventos sísmicos e ao deslizamento de massa de vertente.

O estudo deste caso pretende contribuir para a compreensão dos problemas estruturais que edifícios antigos, anteriores a regulamentos antissísmicos, podem apresentar através da análise do betão armado como elemento estrutural na sua fase pioneira. São apontadas considerações sobre os novos Eurocódigos.

Finalmente é abordada a fase de intervenção após a análise da estrutura. São alencadas as exigências no reforço, recuperação e reabilitação da estrutura do edifício, tendo em conta os resultados obtidos na análise estrutural, focando-se a análise gravítica, análise das fundações e a análise sísmica.

Palavras-chave: Betão Armado; Modelação Estrutural; Análise Estrutural; Análise Sísmica.

Abstract

This dissertation is the study of a very old building. It is the result of an alteration and extension project on some "houses", known as Stables of Chateau Ribeiro da Cunha, with the adoption of innovative materials, reinforced concrete, becoming a pioneer case of that time.

The use of a mixed solution, reinforced concrete on the slabs and beams, and masonry stone on supporting walls portrays an innovation of the late nineteenth century, the use of reinforced concrete as a structural element. A typical combination of solution on the walls masonry units with the introduction of a reinforced concrete cover is the beginning of the change of the constructive method and a new type of construction phase in Portugal.

It is analyzed the location, that although privileged, in the center of Lisbon, poses problems due to the topography of the land, the risk due to seismic events and the sliding mass strand.

The study of this case is intended to contribute to the understanding of the structural problems that earlier buildings, before anti seismic regulations and without detailing can provide. It is made a structural analysis of reinforced concrete as a structural element in its early stage. Considerations about the new Eurocodes are pointed.

Finally after the structure analysis the intervention phase. The demands on strengthening, recovery and rehabilitation of the building structure, taking into account the results obtained in structural analysis, focusing on the gravitational analysis, analysis of foundations and seismic analysis.

Key words: Reinforced Concrete; Structural modeling; Structural Analysis; Seismic analysis.

Agradecimentos

É imprescindível agradecer quem contribuiu na realização desta dissertação:

Ao meu orientador João Augusto Appleton e coorientador Vasco Appleton pelo acolhimento neste projeto e pela sua disponibilidade;

Aos meus pais que permitiram a minha formação e contínua aprendizagem;

Ao Eng.º Miguel Brito e promotora Eastbanc pela sua disponibilidade na visita ao edifício e pelos dados prestados;

Ao professor Elói Figueiredo pelos elementos disponibilizados;

A todos os meus amigos, em especial, Rodrigo G. e Mauro Chaves pelo seu apoio e força na realização desta dissertação.

Índice Geral

Índice Geral.....	vii
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Tabelas:	xv
Abreviaturas e Símbolos	xix
1. Enquadramento da dissertação.....	1
1.1. Introdução.....	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Organização da dissertação	5
2. Caracterização do Edifício	6
2.1. Plano Diretor Municipal.....	6
2.2. Praça do Príncipe Real - Enquadramento.....	8
2.3. O Palacete e os edifícios secundários.....	9
2.3.1. Enquadramento.....	11
2.4. Cavaliariças do Palacete Ribeiro da Cunha.....	12
2.4.1. Arquitetura	12
2.4.2. Do Projeto de 1912 ao levantamento arquitetónico de 2001.....	13
2.5. Caracterização do Edifício	16
2.5.1. Inspeção Visual	17
2.5.2. Visitas Técnicas - Relatório	21
2.5.3. Ensaios realizados	31
3. Modelação Estrutural	33
3.1. Introdução.....	33
3.2. Representação dos elementos.....	34
3.3. Considerações.....	35
3.4. Materiais.....	36
3.4.1. Volumetrias	37
3.5. Modelo 3D.....	38

3.5.1.	Elementos utilizados.....	40
3.5.2.	Ações.....	42
3.5.3.	Combinações.....	44
4.	Análise estrutural	46
4.1.	Critérios de dimensionamento.....	47
4.1.1.	EC2 - Coeficientes de segurança estrutural.....	49
4.1.2.	Estados limite de serviço ou utilização (ELS).....	50
4.1.3.	Estados limite últimos (ELU).....	52
4.2.	Análise das fundações.....	54
4.2.1.	Tipologia de Fundação.....	54
4.2.2.	Cartas temáticas.....	55
4.2.3.	Estudo Geológico e Geotécnico.....	57
4.2.4.	Caracterização geológica.....	59
4.2.5.	Caso Prático.....	62
4.3.	Análise gravítica.....	64
4.3.1.	Descrição do Edifício.....	64
4.3.2.	Elementos estruturais.....	66
4.3.3.	Elementos secundários.....	69
4.3.4.	Classe de exposição.....	73
4.3.5.	Conclusões.....	74
4.4.	Análise sísmica.....	75
4.4.1.	Tectónica.....	75
4.4.2.	Eventos Sísmicos relevantes em Portugal.....	76
4.4.3.	Carta de Vulnerabilidade Sísmica dos Solos.....	77
4.4.4.	Comportamento de edifícios de alvenaria.....	78
4.4.5.	Idealização da estrutura.....	79
4.4.6.	Regularidade em Planta.....	82
4.4.7.	Regularidade em altura.....	86

4.4.8.	Eurocódigo Estrutural 8 – EN1998-1	88
4.4.9.	Conclusões	93
5.	Análise dos Resultados	95
5.1.	Análise Modal	96
5.1.1.	Modos de vibração	96
5.1.2.	Participação modal	101
5.2.	Reações na base.....	102
5.3.	Análise Gravítica.....	103
5.3.1.	Combinações condicionantes	104
5.3.2.	Esforços nos elementos de betão armado	105
5.3.3.	Elemento laje – conceção do betão	106
5.3.4.	Elemento viga.....	110
5.3.5.	Esforços nos elementos de alvenaria.....	122
6.	Reforço, Recuperação e Reabilitação	127
6.1.	Fundações.....	128
6.1.1.	Reforço nas fundações.....	129
6.2.	Reabilitação e Recuperação do edifício	130
6.2.1.	Exterior.....	131
6.2.2.	Elementos de Betão Armado.....	132
6.2.3.	Elementos de Alvenaria.....	135
6.2.4.	Elementos de madeira	136
6.2.5.	Outros elementos.....	137
6.3.	Comportamento sísmico.....	138
7.	Conclusões	139
8.	Bibliografia	141

Índice de Figuras

Figura 2-1 Praça do Príncipe Real e Palacete Ribeiro da Cunha ao fundo (1903)	8
Figura 2-2 Cavalariças do Palacete Ribeiro da Cunha.....	11
Figura 2-3 Antigas Freguesias de Lisboa [Fonte: CML]	11
Figura 2-4 Alçado e Planta do Terraço de 1912 e Alçado planificado e planta de 2001..	13
Figura 2-5 Esquema tipo da estrutura em tesoura simples com asnas substituída por laje vigada (Fonte: dennysfs.blogspot.com)	13
Figura 2-6 Planta do rés-do-chão de 1912 – 2001	14
Figura 2-7 Corte AB, com alteração da cobertura de duas águas (tracejado) por um terraço acessível por passadiço e respetivo guarda corpos e pilaretes de suporte (vermelho). Pormenor das escadarias externas	14
Figura 2-8 Divisões do Edifício	16
Figura 2-9 Fachada do edifício	17
Figura 2-10 Patamar inferior do terraço, e terraço.....	18
Figura 2-11 Vista do passadiço lateral e longitudinalmente	18
Figura 2-12 Divisão A – Parede posterior e poente, parede com óculo interior	19
Figura 2-13 Divisão B – a) parede com óculo (A-B) b) parede meeira (B-C).....	19
Figura 2-14 Divisão C Pavimento de madeira assente numa viga metálica.	20
Figura 2-15 1º Piso da divisão C, ilustrando as divisões e os elementos estruturais	20
Figura 2-16 Disposição das vigas na divisão A e B.....	22
Figura 2-17 Paredes do edifício em destaque	22
Figura 2-18 Teto de madeira e pormenor do cachorro de pedra que sustenta a viga metálica.....	23
Figura 2-19 a) Fissura horizontal (vista exterior) b) Fissuras verticais e horizontas (interior) na parede lateral divisão A.	26
Figura 2-20 Fissuras oblíquas na parede de alvenaria de tijolo vistas nas duas divisões (divisão A e B).....	26
Figura 2-21 a)Fachada b)Vista interior da parede de alvenaria de pedra.....	27
Figura 2-22 Passadiço - Vista parcial da zona inferior (Pormenor armadura oxidada)	28
Figura 2-23 a)Pormenor da viga na divisão A b)Viga e laje na divisão B.....	28
Figura 2-24 Utilização do pacómetro para aferir a espessura do recobrimento (a2p)	29
Figura 2-25 Ligação da viga à parede, com armadura exposta quer longitudinal quer os estribos; grupo de fios longitudinais, com estribos expostos.....	29
Figura 2-26 Localização dos ensaios	31

Figura 2-27 Carote C1, C2 e C3 depois de se utilizar a solução de fenolftaleína (a2p) ...	32
Figura 3-1 Tipologia de apoios (simples, encastramento ou duplo).....	34
Figura 3-2 Planta e “Layer” em Autocad.....	35
Figura 3-3 Discretização por elementos retangulares e triangulares (4 e 3 nós).....	35
Figura 3-4 Vista modelo 3D – Frontal SAP2000.....	38
Figura 3-5 Vista 3D do tardoz do edifício SAP2000	38
Figura 3-6 Vista em planta do edifício SAP2000	39
Figura 3-7 Alçado poente e nascente respetivamente SAP2000.....	39
Figura 3-8 Elemento viga SAP2000	40
Figura 3-9 Laje SAP2000	40
Figura 3-10 Elemento parede SAP2000.....	41
Figura 3-11 Sismo tipo I (SI_TI_A5)	43
Figura 3-12 Sismo tipo II (SII_TI_A5).....	43
Figura 4-1 Problemas de estado limite de serviço e estado limite último (Torre de Pisa, Itália e parque de estacionamento Universidade de Nortridge, EUA)	53
Figura 4-2 Sapata com lintel, sapata corrida e ensoleiramento geral respetivamente.....	54
Figura 4-3 Procedimento na execução da fundação tipo estaca injetada	54
Figura 4-4 Carta Geotécnica de Lisboa 2001 [LNEG]	55
Figura 4-5 Carta geológica do Concelho de Lisboa [LNEG]	56
Figura 4-6 Mapa de sondagens – Excerto editado (Fonte: Geotest)	57
Figura 4-7 Extrato da Carta Geológica do Concelho de Lisboa publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal, à escala 1:10 000, Folha 4 (sem escala) (Geotest).....	59
Figura 4-8 Excerto do Perfil F-F’ (Editado) (Geotest).....	60
Figura 4-9 Perfil J-J’ Editado (Geotest).....	61
Figura 4-10 Corte ilustrando a fundação 1912 a escala 1:50 (editado).....	62
Figura 4-11 Poço no interior do edifício, divisão B.....	62
Figura 4-12 Fachada do edifício	64
Figura 4-13 Amostra de varão de aço	66
Figura 4-14 Representação de paredes de alvenaria sem aparelhamento	67
Figura 4-15 Alvenaria de pedra ordinária sem aparelhamento na parede meeira	68
Figura 4-16 Parede de alvenaria de tijolo entre a divisória A e B	69
Figura 4-17 Aplicações de alvenaria de tijolo	69
Figura 4-18 Parede divisória e representação tipo (http://tabiquenaamtqt.blogspot.pt/)	70
Figura 4-19 Teto falso divisão A e divisão C	70
Figura 4-20 Vista inferior e superior do pavimento de madeira	71

Figura 4-21 Medição da distância entre faces das travessas de madeira	71
Figura 4-22 Guarda corpos do passadiço e terraço	72
Figura 4-23 Fachada divisão B	72
Figura 4-24 Tectónica	75
Figura 4-25 Ensaio dinâmico num edifício (LNEC).....	75
Figura 4-26 Sismo de 1980, Angra do Heroísmo, Rua da Rocha.	76
Figura 4-27 Parede na Baixa de Lisboa e modelo da gaiola pombalina (ex-LNEC)	76
Figura 4-28 Carta vulnerabilidade sísmica dos solos Lisboa – Serviço Proteção Civil de Lisboa 2011.....	77
Figura 4-29 Resposta de um edifício de alvenaria de um piso com aparecimento de fendas na parede transversal ao movimento (www-ext.lnec.pt).....	78
Figura 4-30 Planta simplificada - distâncias ortogonais	84
Figura 4-31 Planta Edifício com identificação CM e CR	85
Figura 4-32 Parâmetros de regularidade em altura	86
Figura 4-33 Alçados Planificados edifício – Frontal e corte.....	86
Figura 4-34 Zonas sismo tipo 1 e sismo tipo 2	91
Figura 5-1 Modelo em SAP2000	95
Figura 5-2 Modo de vibração 1 ($f=2,74$ Hz) e 2 ($f=3,17$ Hz)	97
Figura 5-3 Modo de vibração 3 ($f=3.29$ HZ) e 4 ($f=3.65$ Hz).....	98
Figura 5-4 Modo de vibração 5 ($f=3,97$ Hz) e 6 ($f=4.16$ Hz)	98
Figura 5-5 Modo de vibração 1 e 2 – magnitude SAP2000.....	99
Figura 5-6 Modo de vibração 3 e 4 – magnitude SAP2000.....	99
Figura 5-7 Modo de vibração 5 e 6 - magnitude SAP2000.....	100
Figura 5-8 ELU da sobrecarga (ELU_SC) e envolvente sísmica (Env_ELU_S)	104
Figura 5-9 Diagrama parábola em valores característicos e de cálculo para o betão comprimido. Diagrama em SAP2000.	105
Figura 5-10 Diagrama tensão extensão idealizado de cálculo para aço das armaduras de betão armado. Diagrama do programa SAP2000.....	105
Figura 5-11 Eixos locais elemento no “casca”.....	106
Figura 5-12 ELU_SC para ASt1 e Ast2 em valor absoluto	106
Figura 5-13 ELU_SC para ASt1 e Ast2 (Face inferior)	107
Figura 5-14 ELU_SC para ASt1 e Ast2 (Face superior).....	107
Figura 5-15 Env_ELU_S – valor absoluto.....	108
Figura 5-16 Sistema de eixos numa viga	110
Figura 5-17 Identificação das vigas e deformada no programa Sap2000 (editado).....	111

Figura 5-18 Distância entre vigas (Autocad)	111
Figura 5-19 Diagramas de tensões (V) e momentos (M) nas vigas de betão armado.....	112
Figura 5-20 Diagrama Parábola retângulo – Secção de uma viga sujeito a momento fletor (faq.altoqi.com.br)	114
Figura 5-21 Força resultante F11 combinação ELU_SC	123
Figura 5-22 Força resultante F22 combinação ELU_SC	123
Figura 5-23 Força resultante F12 combinação ELU_SC	124
Figura 5-24 Força resultante M11 combinação ELU_SC.....	124
Figura 5-25 Força resultante M22 combinação ELU_SC.....	125
Figura 5-26 Força resultante M12 combinação ELU_SC.....	125
Figura 6-1 Tipo de programa de financiamento municipal, por NUTS II – 2011	127
Figura 6-2 Eliminação de humidade junto ao solo.....	128
Figura 6-3 Micro-estacas na fundação	129
Figura 6-4 Zona poente do edifício – vista lateral e do Palácio Ribeiro da Cunha.....	131
Figura 6-5 Pintura do aço exposto nas vigas e na laje	133
Figura 6-6 Ligação de armaduras com resinas.....	133
Figura 6-7 Colocação de armadura e recobrimento com betão projetado (cm-viseu.pt)	134
Figura 6-8 Corte parede de alvenaria	135
Figura 6-9 Ligação pavimento madeira e parede alvenaria	136

Índice de Tabelas:

Tabela 1 Censos 2011 – Tipologia de Edifícios e sua evolução em Lisboa (Fonte: INE)..	2
Tabela 2 Cronologia de eventos Fonte:SIPA	10
Tabela 3 Vigas – Propriedades geométricas das vigas de betão armado	24
Tabela 4 Espessura da laje	24
Tabela 5 Armadura e recobrimento no Edifício - Zona A e B.....	30
Tabela 6 Armadura no Passadiço.....	30
Tabela 7 Dados das carotes realizadas (a2p)	31
Tabela 8 Carote sujeita a compressão - Especificações	31
Tabela 9 Resultados	32
Tabela 10 Profundidade de carbonatação	32
Tabela 11 Material – Propriedades (9).....	36
Tabela 12 Aço S_107 (10).....	36
Tabela 13 Dados	37
Tabela 14 Sobrecarga considerada (Quadro 6.2 NP EN 1991-1-1) remetida por 6.3.4 (2)	42
Tabela 15 Coeficiente associados às direções.....	44
Tabela 16 Combinações.....	45
Tabela 17 Envolvente (“envelope”).....	45
Tabela 18 Coeficientes de segurança associados aos materiais (16)	49
Tabela 19 Coeficiente de segurança do material (16).....	49
Tabela 20 Coeficiente de habitação (NP EN1990_2009 Quadro A1.1)	50
Tabela 21 Coeficientes associados às ações	53
Tabela 22 Resultados dos ensaios de laboratório (Geotest).....	58
Tabela 23 Resultados do ensaio de laboratório (2/2) (Geotest)	58
Tabela 24 Resultados obtidos do ensaio (Geotest)	60
Tabela 25 Resultados piezómetro – profundidade dos níveis da água (Geotest).....	61
Tabela 26 Peso e massa dos elementos considerados [Fonte: Sap2000]	65
Tabela 27 Classe exposição do betão armado [NP EN 1992-1-1 Quadro 4.1]	73
Tabela 28 Recobrimento [NP EN 1992-1-1 Quadro 4.4N].....	73
Tabela 29 Centro massa, rigidez, excentricidade e torção	85
Tabela 30 Simplificações (EC-8).....	87
Tabela 31 Classe de Importância – Edifício de serviço/habitação (Quadro 4.3 EC-8).....	88

Tabela 32 Classe de consequência (EN 1990:2002 Anexo B Quadro B.1)	89
Tabela 33 Quadro NA.I Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s ²) (EC8)	90
Tabela 34 Zona de Lisboa.....	91
Tabela 35 Coeficiente de importância γ	92
Tabela 36 Idealização da estrutura - Verificação.....	93
Tabela 37 Descrição das funções	95
Tabela 38 Análise modal para os 12 primeiros modos de vibração.....	96
Tabela 39 Participação estática e dinâmica.....	97
Tabela 40 Movimento nos seis (6) primeiros modos de vibração.....	97
Tabela 41 Deslocamentos máximos.....	100
Tabela 42 Fatores de participação de massa	101
Tabela 43 Envolvente da análise sísmica.....	102
Tabela 44 Ação do peso próprio.	102
Tabela 45 Armaduras da laje (Shell -concrete design)	108
Tabela 46 Armadura laje.....	108
Tabela 48 Área mínima e máxima de armadura	109
Tabela 49 Dados do betão C 30/37	109
Tabela 49 Dados mecânicos material a considerar – EC2	110
Tabela 51 Esforços nas vigas divisão A e B, ELU_SC.....	112
Tabela 52 Esforços nas vigas divisão C.....	113
Tabela 53 Env_ELU_S em valores absolutos	113
Tabela 54 Cálculo da armadura longitudinal	114
Tabela 55 Armadura longitudinal para os momentos fletores atuantes	115
Tabela 56 Valor adimensionais e percentagem de armadura.....	116
Tabela 57 Cálculo de estribos (NP EN 1992 6.2.3)	117
Tabela 58 Verificação a necessidade de armadura de esforço transverso S_107 (NP EN 1992 6.2.2)	117
Tabela 59 Cálculo armadura longitudinal (A400)	118
Tabela 60 Dimensionamento de estribos com aço A400	118
Tabela 61 Verificação a necessidade de armadura de esforço transverso.....	119
Tabela 62 Dados	120
Tabela 63 Variáveis consideradas.....	121
Tabela 64 Resultados EC-2002.....	121
Tabela 65 Tensões de rotura (Tabelas técnicas 7.12.2, 7.12.4)	122
Tabela 66 Nomenclatura	122

Tabela 67 Resultados da combinação ELU_SC (máximos e mínimos).....	126
--	-----

Abreviaturas e Símbolos

DGPC	- Direção Geral do Património Arquitetónico
EC0	- Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
EC1	- Eurocódigo 1 – Ações em estruturas
EC2	- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão
EC6	- Eurocódigo 6 – Projeto de alvenarias
EC7	- Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico
EC8	- Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos
ISO	- International Organisation for standardization
INE	- Instituto Nacional de Estatística
MEF	- Método dos elementos finitos
NP-EN	- Norma Portuguesa - Norma Europeia
PP	- Plano de Pormenor
PDM	- Plano Diretor Municipal
PDML	- Plano Diretor Municipal de Lisboa
RBA	- Regulamento de Betão Armado
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
REBA	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado
RGEU	- Regulamento Geral de Edificações Urbanas
RSA	- Regulamento de Segurança e Ações
SIPA	- Sistema de informação do património Arquitetónico
VU	- Vida Útil
E_{cm}	- Módulo de elasticidade secante do betão
E_s	- Módulo de elasticidade do aço das armaduras passiva
E_a	- Módulo de elasticidade do aço estrutural
F_{ck}	- Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cd}	- Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck,cil}$	- Valor característico da tensão de rotura à compressão provete cilíndrico
f_{su}	- Valor tensão última de rotura
f_{yk}	- Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras
$f_{0,2k}$	- Valor característico de cedência do aço
ϵ_{uk}	- Extensão característica

f_t	- Tensão de rotura à tração do aço das armaduras
S 107	- Representação do aço com resistência de 107 MPa
f_{sk}	- Valor característico da tensão de rotura do aço das armaduras passivas
f_{sd}	- Valor de cálculo da tensão de rotura do aço das armaduras passivas
f_{yk}	- Valor característico da tensão de rotura do aço estrutural
f_{yd}	- Valor de cálculo da tensão de rotura do aço estrutural
G	- Módulo de distorção
L	- Comprimento

1. Enquadramento da dissertação

1.1. Introdução

A partir do séc. XIX ocorreu uma grande transformação na conceção de edifícios, com o início da demarcação entre o papel do Engenheiro e o papel do Arquiteto.

No plano da construção, a visão arquitetónica oitocentista passou gradualmente para uma construção estrutural, demarcando-se o papel do engenheiro nessa conceção através de um ensino especializado. Fatores como o avanço e desenvolvimento dos sistemas, a revolução industrial, os progressos técnicos e uma nova visão sobre a estética e a sua importância resultaram na adoção de novos métodos construtivos e novos materiais na construção. Houve uma substituição dos elementos tradicionais de madeira e alvenarias de pedra como elementos estruturais pelos materiais artificiais e compostos como o betão armado. A utilização do betão teve uma primeira fase de utilização parcial nos edifícios, primeiro como pavimento, em zonas húmidas como cozinhas e casas de banho, passando gradualmente à sua utilização geral na superestrutura, utilizando todo o seu potencial (1).

A tipologia dos Edifícios Pombalinos tendo em conta conceitos inovadores de resistência às ações sísmicas foi substituída por Edifícios “gaioleiros” no final do séc. XIX, com um decréscimo da qualidade na construção e com uma visão mais especulativa, com a construção de “prédios de rendimento” seguindo a expansão urbana, descaracterizando a gaiola Pombalina, numa visão economicista.

Surge uma primeira fase do betão armado com a sua utilização em pavimentos, marquises e varandas, conhecidos como edifícios de placa entre 1920 e 1950.

A sua utilização demarcou-se especialmente quando se começou a explorar todo o potencial do betão armado, permitindo vencer vãos maiores e diminuir a espessura dos elementos verticais como pilares, permitindo um melhor e mais racional aproveitamento do espaço graças a pilares estreitos de betão armado (1).

No caso prático, um edifício misto de alvenaria e betão, a adoção de uma cobertura de betão armado, de modo a suportar a construção de uma estufa, levou à utilização pioneira de uma laje vigada que descarrega nas tradicionais paredes portantes de alvenaria de pedra.

Edifícios antigos

As épocas do Betão podem dividir-se em 3 fases, distinguidas pelo seu papel, uma primeira fase compreendida entre 1900 e 1960, seguiu-se uma segunda fase entre 1960 e 1980, e uma terceira a partir de 1980. A partir de 1990 a solução conjugada de aço e betão começou a ser uma alternativa às construções de betão (2).

O RSCCS de 1958 é o regulamento de segurança das construções contra sismos.

O RSEP de 1961 é o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.

O REBA de 1967 é o Regulamento de estruturas de betão Armado (3).

Segundo os dados do INE, ainda existe um relevante número de edifícios antigos, sendo importante a sua análise, já que alguns são marcos históricos, retratos de mudanças na sociedade ou ilustrativos de momentos de transição entre práticas construtivas [**Tabela 1**].

Tabela 1 Censos 2011 – Tipologia de Edifícios e sua evolução em Lisboa (Fonte: INE)

	Total	Até 1919	1919-1945	1946-1960	1961-1970	1971-1980	1981-1990	1991-1995	1996-2000	2001-2005	2006-2011
Tipo de estrutura da construção	448957	22297	28955	54006	59963	83916	71920	32031	35452	35446	24971
Betão armado	292978	0	7502	26405	39895	61042	55562	24930	28317	29088	20237
Paredes de alvenaria com placa	97116	0	8236	17305	14901	19604	14530	6235	6360	5842	4103
Paredes de alvenaria, sem placa	48138	18390	10739	8856	4538	2639	1329	626	511	282	228
Paredes de alvenaria de pedra solta ou de adobe	7663	3419	2144	1109	438	196	120	51	79	45	62
Outros	3062	488	334	331	191	435	379	189	185	189	341

A grande maioria destes edifícios, construídos anteriormente à publicação do primeiro regulamento de segurança das construções contra os sismos, são sismicamente vulneráveis. Os principais fatores que condicionam esta vulnerabilidade são: os seus elementos resistentes, o sistema estrutural, a organização dos elementos no projeto, a qualidade de construção, o seu estado de conservação, os materiais usados, métodos e tecnologias construtivas da região onde se localiza a construção.

Em Portugal existe um grande número de edifício antigos, a necessitar de obras de reabilitação, reparos e readaptação às novas exigências regulamentares.

Regulamentação

O primeiro regulamento em Portugal de betão armado surge em 1918, (Regulamento para o emprego do beton armado), considerando que antes se utilizava regulamentos de outros Países cujas patentes se implementaram em Portugal.

Seguiram-se outros como regulamento do betão armado (RBA) de 1935 como o regulamento de solicitações em edifícios e Pontes (RSEP) de 1961, o Regulamento de estruturas de betão armado (REBA) de 1967, o regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e Pontes (RSA) de 1983, e o Regulamento de Betão armado e pré-esforçado (REBAP) de 1983.

A partir de 1990 teve início a elaboração dos Eurocódigos Estruturais (Norma Europeia - EN) com anexos nacionais (Norma Portuguesa - NP) realizados por várias comissões (4).

- NP EN 1990 Bases para o projeto de estruturas (2009);
- NP EN 1991 Ações em estruturas (2009);
- NP EN 1992 Projeto de estruturas de Betão (2010);
- NP EN 1997 Projeto geotécnico (2010);
- NP EN 1998 Projeto de estruturas para resistência aos sismos (2010).

1.2. Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo principal analisar um caso prático com aplicação de betão armado na laje e vigas, numa fase pioneira, verificar, à luz da nova regulamentação, a utilização do betão, seus benefícios e quais os problemas que uma estrutura antiga apresenta. Perceber a influência do betão armado e como se conjuga com a alvenaria de pedra.

Pretende-se também apontar os problemas que podem advir de uma estrutura muito rígida e de grande inércia, tipicamente utilizada à data, em relação a um evento sísmico, considerações essas que à data de construção, 1912, raramente eram contabilizadas.

Com a análise deste edifício pretende-se contribuir para o estudo de efeitos sísmicos em edifícios, considerando o facto de ser um edifício pequeno mas de grande inércia seguindo os novos regulamentos, os Eurocódigos Estruturais, com foco nos anexos nacionais e suas especificidades.

1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação é estruturada em 7 capítulos. Sumariamente os capítulos são:

Primeiro Capítulo: Breve introdução que contextualiza o tema e a organização da dissertação.

Segundo Capítulo: Localização do edifício, a sua envolvente, e aspetos sobre o edificado existente. A arquitetura do edifício e sua caracterização.

Terceiro Capítulo: Modelação estrutural e considerações.

Quarto Capítulo: Análise estrutural do edifício. Serão focados a análise às fundações, análise gravítica e análise sísmica.

Quinto Capítulo: Análise dos resultados obtidos com a análise das fundações, gravítica e sísmica.

Sexto Capítulo: Medidas de intervenção, recuperação, reabilitação e reforço da estrutura tendo em conta os efeitos sísmicos e as anomalias encontradas.

Sétimo Capítulo: Conclusões do caso em estudo.

Por fim são apresentadas as referências bibliográficas.

2. Caracterização do Edifício

2.1. Plano Diretor Municipal

O Plano Diretor Municipal, doravante abreviado para PDM, é um conjunto de elementos que regem a disposição dos edifícios e legislam o modo como é utilizado o solo. Tornam-se oficiais com a sua publicação em Diário da República. A proposta final tem as plantas de implantação, planta de divisão cadastral e plantas de condicionantes (5).

O Plano Diretor Municipal de Lisboa, PDML, revisto em 2011, tem o objetivo de estabelecer uma estratégia urbanística atualizada e com uma linha orientadora.

“A proposta final de Revisão do PDM foi publicada no Diário da República, 2.ª série — N.º 168 de 30 de agosto de 2012, tendo entrado em vigor no dia 31 de agosto” [Fonte: CML].

É apresentado um plano para a Qualificação do Espaço Urbano, Estrutura Ecológica Municipal, Sistema de Vistas, Riscos Naturais I e Antrópicos e Riscos Naturais II e Antrópicos, Condicionantes de Infraestruturas e acessibilidade e transportes.

São regulados na forma de planta de condicionantes (Zona de proteção de imóveis e área de proteção do Palácio), planta geral de paisagismo, planta de implantação do parcelamento e com o estatuto do solo e planta de divisão cadastral.

Torna-se especialmente relevante no caso prático observar os riscos naturais e antrópicos. A análise da zona deve ser complementada por ensaios e elementos de ordem técnica específicos à zona do edifício.

Palacete Ribeiro da Cunha

No Plano Diretor Municipal, é especificado quanto ao uso de “logradouro verde permeável a preservar”, assim como a estrutura ecológica Municipal, também tem a mesma funcionalidade “logradouro verde permeável a preservar”.

O aspeto mais relevante do PDM está no Plano de ordenamento quanto aos riscos naturais e antrópicos. É classificado quanto à suscetibilidade de **ocorrências de movimentos de massa** em vertente de **muito elevada**.

O PDM, no plano de Ordenamento nº5 refere “**vulnerabilidade sísmica dos solos**”, a zona de implantação do palacete como **elevada** e na extensão do logradouro de **moderada**.

O quadro geral, dado pela “suscetibilidade de ocorrências de movimento em vertente” de muito elevada, aliado à classificação sísmica como zona moderada, tornam especialmente relevantes as análises complementares, como estudos geológicos e geotécnicos, para uma

melhor identificação do tipo de solo existente e verificação da segurança às fundações existentes
(5).

2.2. Praça do Príncipe Real - Enquadramento

O jardim do Príncipe Real deve a designação oficial de jardim França Borges em 1915 [Figura 2-1]. Em 1912, aquando do projeto de alteração e ampliação, é referenciado como Praça do Rio de Janeiro. Atualmente a toponímia oficial é Praça Príncipe Real.



Figura 2-1 Praça do Príncipe Real e Palacete Ribeiro da Cunha ao fundo (1903)

Fonte: postaisportugal.canalblog.com

Existem vários Palacetes no Príncipe Real, como o Palacete António Ferreira de Carvalho [1861], Palacete Faria [1889], Palacete Paulo Cordeiro [n.d.], Palacete do Barão de Santos [1861] e outros mais, tornando a zona privilegiada em termos construtivos de edifícios emblemáticos [SIPA] (6).

A zona tornou-se uma zona nobre e de prestígio, com o jardim Botânico no tardoz e, a construção de uma fonte na praça do Príncipe Real valorizando não só a zona, mas retratando o novo estatuto que se ostentava ao passear em espaços públicos.

A toponímia assim como os edifícios no quarteirão do Palacete Ribeiro da Cunha foi palco de alterações consoante o passar do tempo, atualmente Príncipe Real, devendo o nome ao Príncipe Real D. Pedro, já foi Chão da Ferroa, no século XVI, Alto da Cotovia, Patriarcal Queimado, Cabouco do Erário Régio entre 1810 e 1815, Praça do Príncipe Real em 1869, Praça do Rio de Janeiro entre 1911 a 1919, voltando ao nome de Praça do Príncipe Real [SIPA] (6).

2.3. O Palacete e os edifícios secundários

O Palacete Ribeiro da Cunha foi mandado construir em 1877 por Ribeiro da Cunha, abastado capitalista que viu o potencial da zona do Príncipe Real seguindo uma crescente construção de Palacetes que se edificaram na zona. O Projeto de arquitetura coube a Henrique Carlos Afonso e a obra findou em 1879, retratando o estilo artístico e revivalista neo-mourisco, recriando a arte islâmica antiga. O estilo neo-mourisco está presente pelo menos em mais dois monumentos, o Palácio Nacional da Pena em 1844 e o Palácio da Quinta do Relógio em Sintra de 1860. Também está presente na fonte Mourisca com entrada em arco neo-mudéjar de 1992 no concelho de Sintra.

A arquitetura Neo-Mourisca, um estilo revivalista de outras culturas está patente na fachada com a utilização de pináculos e cúpulas. Interiormente o palacete retrata o estilo oitocentista (SIPA) (6).

Com a venda do Palacete a Ernesto Henrique Seixas, vários edifícios foram construídos nos jardins. Em 1912 foi pedida uma “**alteração e ampliação de umas casas**”, nomeadamente a substituição da cobertura de duas águas por um terraço, o aumento das paredes, algumas modificações internas e a construção de uma estufa na zona do pavilhão. Atualmente conserva-se apenas a base da estufa. Esta construção acaba por contrastar na utilização do betão armado na laje vigada, retratando uma mudança no método construtivo e adoção das novas potencialidade do material novo, como a ausência de pilares.

Em 1916 é feito o pedido de construção de uma casa para guardar trens e aprovado pela câmara ainda com Ernesto Henrique Seixas como dono.

Outras construções foram sendo feitas salientando-se a construção de um reservatório de água em betão armado por Manuel Carocha assim como obras de beneficiação no Palacete.

Tem ainda na zona circundante outros edifícios de apoio, uma capoeira e um edifício projetado para a guarda de “trens”. As obras realizadas no jardim foram maioritariamente feitas por Ernesto Henrique Seixas, no período de 1911 a 1920, ocasião em que era dono do Palacete.

Sumariamente faz-se uma cronologia dos eventos desde a construção do Palacete Ribeiro da Cunha até à aquisição do imóvel pela promotora Eastbanc [**Tabela 2**].

Atualmente o Palacete tem utilização comercial, com diversas atividades. O caso de estudo encontra-se desocupado.

Tabela 2 Cronologia de eventos Fonte:SIPA

Ano	Evento	Proprietário
1887	Construção do Palacete Ribeiro da Cunha	José Ribeiro da Cunha
1912	Alteração e ampliação de “casas” com adição de Estufa	Ernesto Henrique Seixas
1916	Construção Pavilhão para carruagens	Ernesto Henrique Seixas
1920	Alterações interiores no Palacete	Manuel Caroça
1928	Construção de um reservatório de água em cimento armado	Manuel Caroça
1939	Reparação sistema de Esgotos	Manuel Caroça
1965	Obras de conservação e beneficiação geral	Manuel Caroça
1965	Arrendamento à Universidade Nova de Lisboa	Manuel Caroça
1997	Obras de conservação e beneficiação geral	COMPADIM*
2000	Obras de conservação e beneficiação geral	DGEMN**
2013	Inauguração de um espaço comercial no Palacete Ribeiro da Cunha	Promotora Eastbanc

*COMPADIM – Companhia Portuguesa de Administração Imobiliária

**DGEMN – Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais

2.3.1. Enquadramento

O Palacete Ribeiro da Cunha está numa zona urbana, formando gaveto. Tem frente para a praça do Príncipe Real, nº 26, ladeado pela calçada Patriarcal com acesso pelo nº40 a sudeste e no tardoz pelo jardim Botânico da Universidade de Lisboa.

O seu jardim, logradouro, tem vários edifícios secundários destacando-se as cavaliças, no limite a noroeste, sendo contíguo ao jardim Botânico da Universidade de Lisboa. O edifício está numa cota mais elevada, com usufruto de vista sobre o jardim. Existem também outras estruturas, como as antigas casas para guardar “trens”. É composto por zona ajardinada com árvores de grande copa ocultando os vários edifícios secundários aí existentes [Figura 2-2].

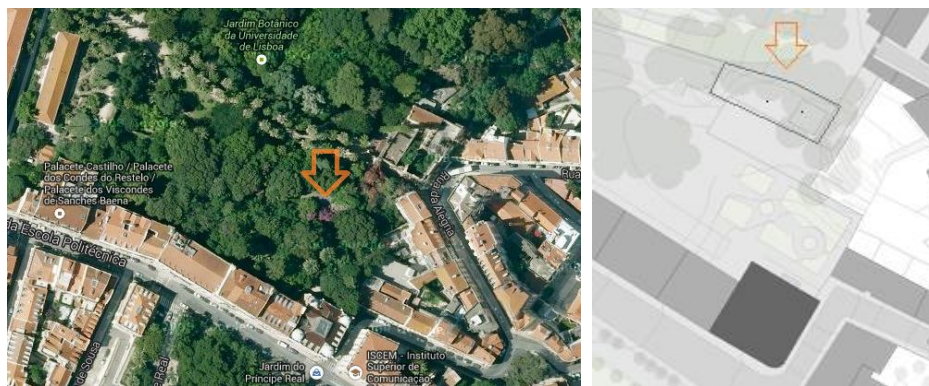


Figura 2-2 Cavalariças do Palacete Ribeiro da Cunha

(Fonte: Google Maps; <http://goo.gl/EyG39G> -editado)

A antiga freguesia de São Mamede agora integrada na freguesia de Santo António, a par com Coração de Jesus e São José, fica bem no centro do concelho de Lisboa, no que é considerado como o 1º Bairro [Figura 2-3].

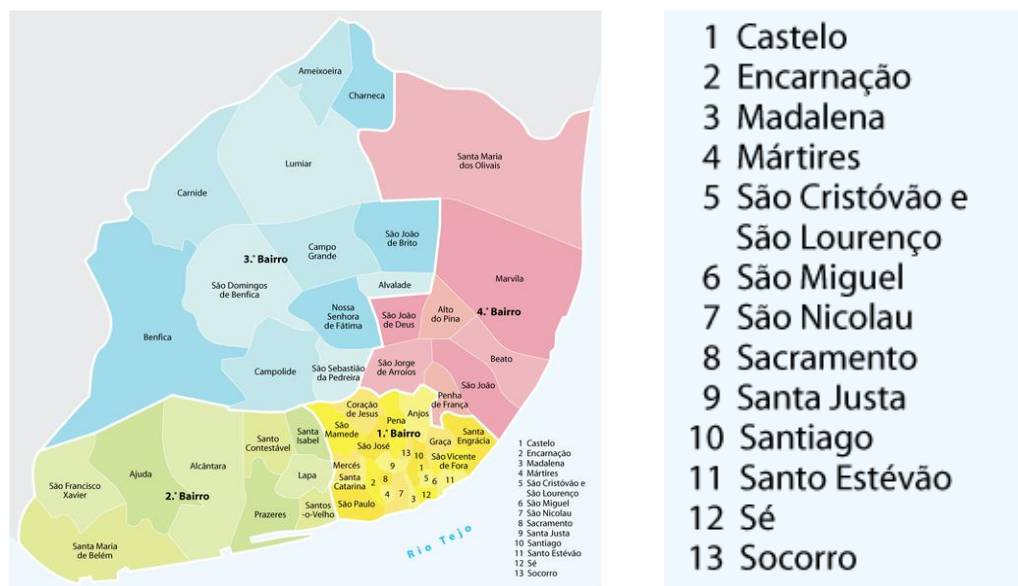


Figura 2-3 Antigas Freguesias de Lisboa [Fonte: CML]

2.4. Cavalariças do Palacete Ribeiro da Cunha

2.4.1. Arquitetura

No caso prático e dada a sua antiguidade houve necessidade de fazer um levantamento das plantas no Arquivo Municipal de Lisboa, começando pela consulta do mesmo no arquivo intermédio, estando em curso o processo de digitalização de processos antigos. Grande parte dos elementos está também disponível no Arquivo Fotográfico de Lisboa.

Foi possível verificar a existência do processo da obra referente ao Palacete Ribeiro da Cunha, de obras de beneficiação do mesmo, assim como outros elementos no âmbito da construção civil nomeadamente o caso das cavalariças do Palacete, assim como a construção de outras infraestruturas, estando todos esses elementos no mesmo processo. O arquivo referente à obra em estudo encontra-se digitalizado e foi possível obter o mesmo (Cópia) no Arquivo Municipal de Lisboa, núcleo fotográfico. A obra é identificada pelo número 7346, processo 5556/1ªREP/PG/1912, com a Morada: Calçada Patriarcal,40 e Praça Príncipe Real, 26.

2.4.2. Do Projeto de 1912 ao levantamento arquitetónico de 2001

O Projeto do caso prático é constituído pelo alçado frontal, planta de terraço, planta do rés-do-chão, alçado Norte e um corte A-B especificado na planta do rés-do-chão.

É relevante conhecer o projeto inicial e observar as alterações quer de manutenção quer de alteração efetuadas na estrutura. É apresentado neste capítulo o projeto original de alteração da cobertura para um terraço acessível, e substituição dos elementos que suportam a mesma, permitindo a construção de uma estufa.

A necessidade de intervenção nas cavaliças por parte dos promotores levou a que se procedesse a um levantamento arquitetónico das Cavalariças de modo a ter informação atualizada do edifício em 2001. Foram obtidas as plantas do edifício e os alçados, o que permite comparar com a estrutura original de 1912.

No alçado são visíveis as alterações destacadas a cor vermelha com a inclusão da estufa, o nivelamento da cobertura para ter um terraço contínuo e a adição de guarda corpos [Figura 2-4].

A planta do terraço tem a zona dos pilaretes da estufa, os pilaretes de suporte dos guarda-corpos, a escadaria entre terraços e o passadiço a construir de acesso ao terraço.

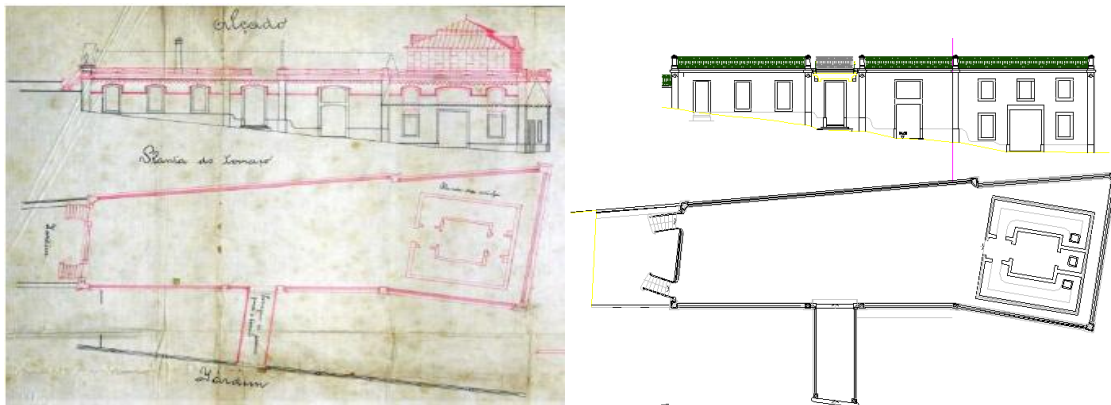


Figura 2-4 Alçado e Planta do Terraço de 1912 e Alçado planificado e planta de 2001.

A estrutura original era uma cobertura de duas águas, em tesoura simples com asnas de Paládio e foi substituída pela solução de laje vigada [Figura 2-5].

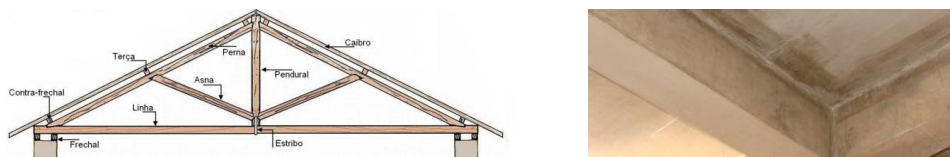


Figura 2-5 Esquema tipo da estrutura em tesoura simples com asnas substituída por laje vigada (Fonte: dennysfs.blogspot.com)

A disposição interna, [Figura 2-6] tem algumas modificações na compartimentação das divisões. As paredes estruturais de alvenaria de pedra permanecem inalterados em planta, contudo é indicado na memória descritiva que é aumentada a sua altura até atingir a cota da laje vigada.

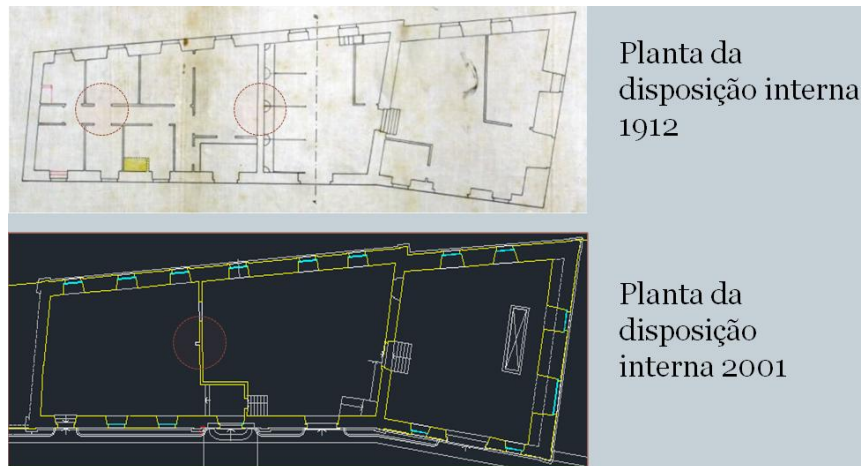


Figura 2-6 Planta do rés-do-chão de 1912 – 2001

Em corte é visível a estrutura constituída por duas águas da cobertura e a substituição por uma laje vigada. São perceptíveis também os pináculos onde vão ser adicionados os guarda corpos, assim como as escadarias e o início do passadiço [Figura 2-7].

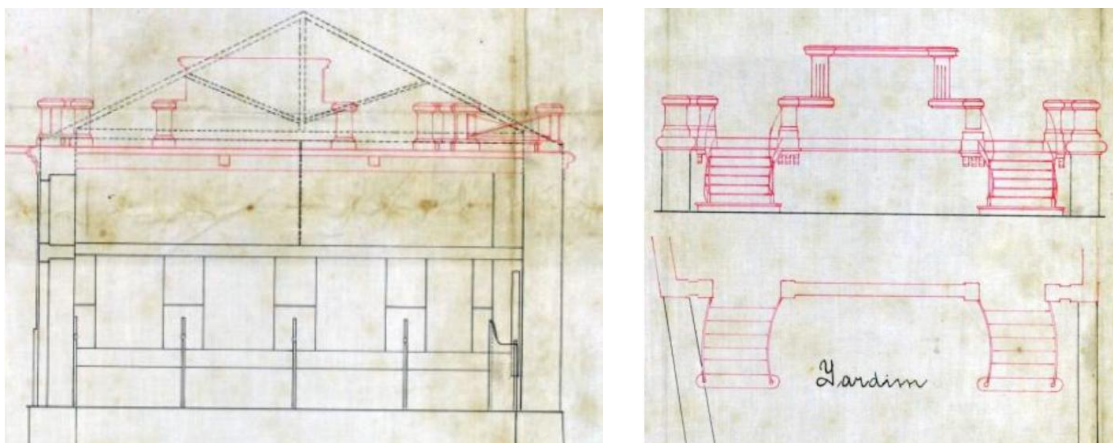


Figura 2-7 Corte AB, com alteração da cobertura de duas águas (tracejado) por um terraço acessível por passadiço e respetivo guarda corpos e pilaretes de suporte (vermelho). Pormenor das escadarias externas

O projeto (1912) é descrito como:

“Projecto das alterações e ampliação que Ernesto Enrique de Seixas deseja fazer numas casas existentes no jardim do seu Palacio sito na Praça do Rio de Janeiro 26 Freguesia de S. Mamede de que as quais tem frente para o Jardim Botânico.”

Memória descritiva

“As alterações e ampliações de que trata este projecto consistem em substituir a actual cobertura por um terraço, elevando para uma parte das paredes, construir uma estufa em cima do mesmo terraço e umas pequenas alterações que este indicadas, respeitando para tudo isto os regulamentos em vigor.”

2.5. Caracterização do Edifício

As cavaliças do Palacete Ribeiro da Cunha são a junção de “casas” que se tornaram solidárias com a construção da cobertura em terraço acessível. Será futuramente referenciado como um edifício e caracterizado como um corpo isolado.

De modo a melhor identificar e caracterizar o edifício adotou-se a designação A, B e C de modo a identificar e caracterizar isoladamente cada zona [Figura 2-8]. A designação adotada tem o objetivo de distinguir as várias divisões, com pé-direito diferente dado o desnível do terreno.

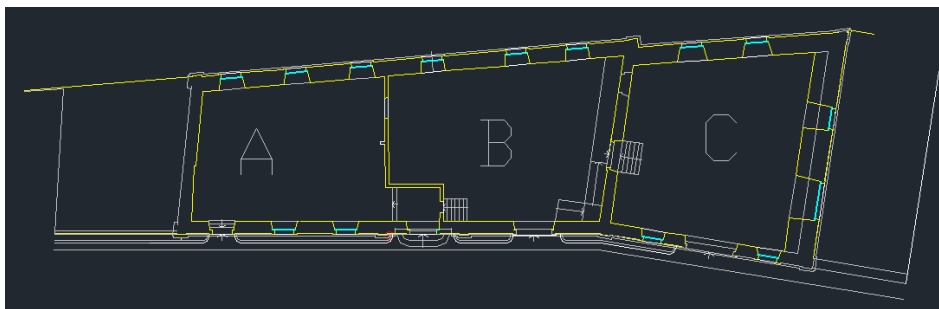


Figura 2-8 Divisões do Edifício

Feito o levantamento arquitetónico, previamente abordado, foi necessário proceder à recolha de mais dados, de que o projeto original carecia.

Foi realizada numa primeira fase a identificação, na forma de registo fotográfico, das diferentes anomalias detetadas procedendo-se à sua identificação e localização em planta. Procedeu-se depois a várias visitas ao edifício com vista à obtenção de informação mais específica.

Nas visitas realizadas realizou-se um levantamento geométrico, com vista a confirmar as dimensões das vigas. Procedeu-se também à recolha de carotes, da qual se escolheu a mais representativa para ser sujeita a um ensaio mecânico, de resistência à compressão, de modo a identificar o tipo de betão, segundo a sua tensão de rotura [LNEC]. Havendo um total de quatro (4) carotes e só sendo enviado para laboratório uma delas realizou-se um ensaio de fenolftaleína nas restantes para determinar a profundidade de carbonatação. A realização do ensaio de compressão em apenas um carote não permite concluir a sua aplicação na generalidade do edifício, no entanto, na ausência de outros dados será a considerada.

Equipamento utilizado na visita:

- Máquina fotográfica;
- Equipamento de carotagem;
- Andaime para melhor observação;
- Escada; Fita métrica; Fita de pedreiro.

2.5.1. Inspeção Visual

Um edifício antigo tem usualmente um histórico de intervenções e é necessário fazer um levantamento de ocorrências de modo a conhecer melhor as alterações sofridas.

Obtém-se deste modo uma cronologia de intervenções que o edifício sofreu durante a sua existência. As obras de manutenção acabam por mudar várias intervenções onde se altera a construção existente acabando por mudar de forma permanente a configuração inicial em alguns casos.

O edifício em estudo tem a estrutura de betão datada de 1912 e paredes de alvenaria mais antigas tratando-se de um edifício centenário.

Pretende-se apresentar o estado da fachada, do alçado nascente, do terraço assim como do passadiço. No interior serão apontadas as anomalias segundo as divisões A, B e C.

É apresentado o registo fotográfico e a identificação da zona, numa primeira abordagem onde se pretende expor o ambiente. Este ambiente pode caracterizar-se como húmido dada a presença de varias espécies arbóreas, arbustos e trepadeiras quer nos jardins do Palacete quer no Jardim Botânico.

Serão feitas algumas considerações, remetendo as observações para a parte das visitas técnicas, capítulo onde se fará a análise dos elementos de betão armado, no qual incide o estudo, com considerações sobre as anomalias, materiais e geometria.

No exterior é visível a passagem do tempo e o efeito da exposição da fachada aos elementos externos [Figura 2-9].



Figura 2-9 Fachada do edifício

Na zona do terraço e no patamar inferior [Figura 2-10] é visível a flora existente e o seu alastramento. A presença de árvores de grande porte, no logradouro do Palacete, demasiado perto da estrutura, deve ser ponderada, e em último caso removida.



Figura 2-10 Patamar inferior do terraço, e terraço.

A conservação das guardas metálicas no terraço e no passadiço devem ser acauteladas [Figura 2-11] assim como a limpeza dos sumidouros, da folhagem e das ramagens existentes.



Figura 2-11 Vista do passadiço lateral e longitudinalmente

No interior, o registo fotográfico permite visualizar e ter para consulta elementos que ajudam a descrever o estado do edifício [Figura 2-12] para além das notas tiradas no local.



Figura 2-12 Divisão A – Parede posterior e poente, parede com óculo interior

A divisão interna, assim como o seu estado, está bem patente nas imagens [Figura 2-13 a)]. O acesso ao piso superior da divisão C é visível na parede meira onde ficaram os perfis dos suportes metálicos que a sustentavam. A porta é outro sinal evidente do acesso ao 1º Piso da divisão C **Figura 2-13 b)**.



Figura 2-13 Divisão B – a) parede com óculo (A-B) b) parede meira (B-C)

A divisão C tem um pé direito de 6,66m com aproveitamento do espaço com a construção de outro andar (1º andar) em piso de madeira [Figura 2-14]. Não se encontrou, nesta divisão outro acesso ao 1º Andar.



Figura 2-14 Divisão C Pavimento de madeira assente numa viga metálica.

Os elementos de madeira também não conferem a segurança necessária para a utilização do piso. Os elementos estão já, em alguns casos, podres e atacados, visível pela sua coloração.

É de notar que a distribuição das vigas na divisão C é diferente da divisão A e B. As vigas principais são perpendiculares a fachada na divisão A e B e são paralelas à fachada na divisão C [Figura 2-15].



Figura 2-15 1º Piso da divisão C, ilustrando as divisões e os elementos estruturais

2.5.2. Visitas Técnicas - Relatório

A visita técnica destina-se a fazer a observação direta que é um método de conhecer melhor o edifício, obtendo uma perspectiva global do estado de conservação, através da recolha de dados.

Nessa fase, na visita à obra, faz-se o levantamento geométrico, um levantamento de anomalias e um levantamento estrutural. O levantamento geométrico confirmou os dados existentes respeitantes às plantas de arquitetura, o levantamento estrutural permite pormenorizar as disposições construtivas, como o número de fios de aço nas armaduras, o recobrimento e espaçamento dos estribos.

Fez-se também uma recolha de dados com suporte fotográfico permitindo uma análise das anomalias existentes.

Foi realizada a carotagem em vários elementos de betão armado, na zona do passadiço, na zona da viga e na laje [a2p].

Levantamento anomalias:

- Anomalias principais
- Anomalias secundárias

Levantamento estrutural:

- Número e diâmetro
- Afastamento estribos
- Recobrimento
- Área de seção dos elementos
- Comprimento e largura das divisões

2.5.2.1. Material

O edifício é composto por elementos de alvenaria de pedra, nas paredes externas e na parede meeira existente entre a divisão B e C (vide Figura 2-8). Existem paredes em alvenaria de tijolo maciço que dividem a divisão A e B. Existe também uma parede de tabique revestida com estuque entre fasquiado com papel de compartimentação na divisão A.

O terraço é de betão armado. É composto por laje vigada nas duas direções [Figura 2-16]. O terraço, assim como o passadiço, tem guarda corpos em ferro forjado.

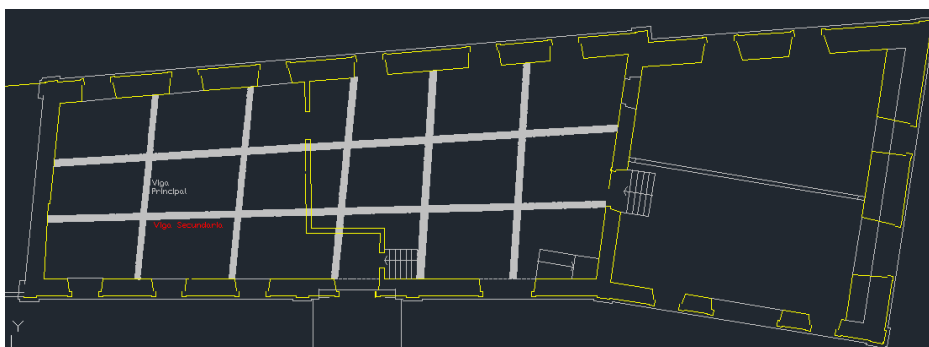


Figura 2-16 Disposição das vigas na divisão A e B

As janelas, arcos de portas e vértices da estrutura são emoldurados por cantaria de pedra calcária. No edifício assim como no passadiço existe também um friso de argamassa.

O edifício tem uma estrutura simples constituída por paredes portantes de alvenaria de pedra nos panos exteriores e na parede meeira que dividia as casas antigas (B e C). Tem ainda como elemento divisório uma parede de alvenaria de tijolo maciço, também conhecido por tijolo “burro”, com a inclusão de um oculo entre A e B [Figura 2-17].

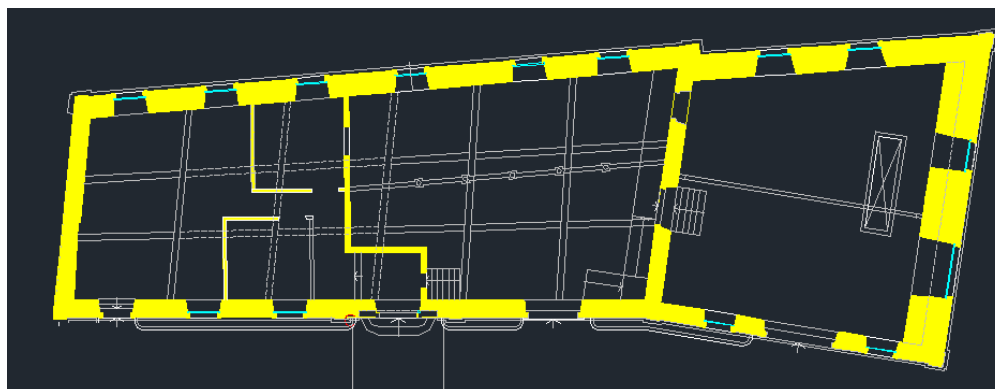


Figura 2-17 Paredes do edifício em destaque

As paredes divisórias com função de compartimentação, consideradas não estruturais, são de tabique com uma espessura de 0,13m e estão presentes na divisão A.

As paredes de alvenaria de pedra, têm carácter portante, com espessura variável entre 0,68m e 1,60m.

Pavimentos:

1. Elementos de madeira no pavimento, divisão C

Na divisão C existe um teto de madeira, com algumas travessas deterioradas, assentes numa viga metálica, que por sua vez descarrega num cachorro encastrado na parede periférica [Figura 2-18].



Figura 2-18 Teto de madeira e pormenor do cachorro de pedra que sustenta a viga metálica

2. Cobertura em laje vigada de betão armado - edifício

A laje de cobertura é composta por 11cm de betão armado e 4,5cm de betonilha totalizando 15,5cm de pavimento.

A cobertura assenta em vigas de betão armado, com desenvolvimento nas duas direções. A disposição das vigas principais na divisão A e B são perpendiculares à fachada e na divisão C são paralelas à mesma.

A divisão B tem teto falso em fasquiado e gesso.

A divisão C, teve ainda um piso intermédio, com acesso por escadaria na divisão B, já não existente ficando gravado na parede meira entre B e C o encontro entre os elementos. O pavimento é de madeira com vigamentos regulares, com tabuado em cima e fasquiado em baixo. Tem ainda compartimentações no piso superior.

2.5.2.2. Levantamento Geométrico

O levantamento geométrico é o levantamento das medidas dos elementos estruturais, tais como as dimensões das vigas e a espessura da laje. No caso prático, tendo já como base a planta de arquitetura, fez-se a confirmação dos dados. A carência de informação na divisão C sobre os elementos estruturais foi colmatada com uma visita ao edifício onde se obtiveram os dados em falta.

Sumariamente são apresentadas as propriedades geométricas das estruturas principais e secundárias do edifício [**Tabela 3**].

Tabela 3 Vigas – Propriedades geométricas das vigas de betão armado

Vigas	b [cm]	h [cm]
Viga Principal A e B	23	60
Viga Secundaria A e B	23	27
Viga Principal C	31	75
Viga Secundária C	22	26

A laje tem espessura uniforme em toda a sua extensão. É constituída por camada de betão armado, e uma camada de betonilha de regularização e enchimento [**Tabela 4**].

Tabela 4 Espessura da laje

Laje	Espessura [m]
Betão armado	0,11
Betonilha	0,045

2.5.2.3. Levantamento de Anomalias

O levantamento das anomalias foi feito no âmbito da visita à obra com o registro fotográfico e anotação da localização das mesmas. O grau de importância tem em conta a relevância e destaque na segurança estrutural. Distinguem-se as anomalias com a denominação de anomalias estruturais e secundárias. Algumas delas já foram apresentadas sendo focadas as atuantes nos elementos estruturais.

Anomalias estruturais;

- Fissuras nas paredes
- Carbonatação do betão
- Corrosão da armadura
- Fraturas
- Delaminação do betão

Anomalias secundárias;

- Manchas
- Vegetação parasitária,
- Desagregação

Alvenarias:

Começamos por identificar as anomalias presentes nos elementos de alvenaria, quer de pedra quer nas paredes divisória de alvenaria de tijolo.

Na zona do terraço, patamar inferior observou-se uma fissura horizontal [Figura 2-19 a)]. Na mesma parede, mas vista do interior existem fissuras horizontais e oblíquas. Nota-se também que parece existir uma zona onde foi substituído o material original. [Figura 2-19 b)].



Figura 2-19 a) Fissura horizontal (vista exterior) **b)** Fissuras verticais e horizontas (interior) na parede lateral divisão A.

Na parede divisória, de alvenaria de tijolo existem também fracturas expressivas [Figura 2-20]. Deve-se acautelar, dada a sua orientação, se resultam de assentamentos diferenciais, e se as mesmas são ativas ou estabilizadas (fissuras antigas que ocorreram em determina altura no tempo ou que ainda estão em desenvolvimento).



Figura 2-20 Fissuras oblíquas na parede de alvenaria de tijolo vistas nas duas divisões (divisão A e B)

Nos elementos de alvenaria de pedra houve a descamação da tinta e a desagregação de parte do reboco **Figura 2-21 a)**. Internamente notou-se a desagregação e exposição da pedra. Verifica-se que junto à janela, na divisão A, os elementos pétreos já saíram do seu plano **Figura 2-21 b)**.



Figura 2-21 a)Fachada **b)**Vista interior da parede de alvenaria de pedra

Betão armado

A exposição da armadura, sem o recobrimento do betão necessário à sua proteção, num ambiente mais agressivo, como é o caso do passadiço, resulta num processo acelerado de oxidação [**Figura 2-22**].



Figura 2-22 Passadiço - Vista parcial da zona inferior (Pormenor armadura oxidada)

É visível que em certas zonas do edifício se deixaram de realizar obras de manutenção, o que é ilustrado na **Figura 2-23 a)**. A oxidação dos elementos férreos por sua vez resulta na sua expansão e na delaminação do betão, visível na laje **Figura 2-23 b)**.



Figura 2-23 a)Pormenor da viga na divisão A **b)**Viga e laje na divisão B.

2.5.2.4. Levantamento de armaduras

A falta de pormenorização nas plantas de ampliação e alteração do edifício requereu uma inspeção ao local, e com recurso a um pacómetro, identificar a localização da armadura.

Sabe-se que se utilizava o denominado fio liso ao invés do estriado. Na execução e medição dos elementos metálicos utilizou-se um pacómetro para detetar a armadura, um foco luminoso para melhor observar [Figura 2-24].



Figura 2-24 Utilização do pacómetro para aferir a espessura do recobrimento (a2p)

Nas vigas a identificação foi facilitada pela falta de recobrimento em algumas zonas, tendo que se escovar parcialmente o betão degradado para a contagem dos fios, devido à sua proximidade [Figura 2-25].



Figura 2-25 Ligação da viga à parede, com armadura exposta quer longitudinal quer os estribos; grupo de fios longitudinais, com estribos expostos

O levantamento da armadura permitiu compilar tabelas com os dados relevantes necessários ao cálculo estrutural e de modo a verificar a capacidade resistente da estrutura [Tabela 5] e [Tabela 6].

Tabela 5 Armadura e recobrimento no Edifício - Zona A e B

Tipo\Unidades	Viga Principal		Viga Secundária	
	[mm]	[in]	[mm]	[in]
Longitudinal	8 Ø 9,6	8 Ø ≈ 3/8 ″	6 Ø 9,6	6 Ø ≈ 3/8 ″
Estribos	3 Ø 8,0	3 Ø ≈ 5/16 ″	1 Ø 8,0	1 Ø ≈ 5/16 ″
Recobrimento	10		18	
Malha laje	Ø 7,7 (≈ 5/16 in) com afastamento de 15 cm			

Tabela 6 Armadura no Passadiço

Denominação/uni	Início		Meio vão [2m]	
	[mm]	[in]	[mm]	[in]
Fibra Superior	4 Ø 16	4 Ø ≈ 5/8	-	-
Fibra inferior	3 Ø 16	3 Ø ≈ 5/8	7 Ø 16	7 Ø ≈ 5/8

2.5.3. Ensaio realizados

Foi realizado um ensaio de compressão, realizado pelo LNEC, que indicou que é um betão C30/37 (resistência à rotura) numa amostra da viga, divisão A (Sendo o único ensaio adotou-se o seu valor devendo no entanto ser realizado mais ensaios) [Figura 2-26].

Foram realizados ensaios químicos com uma solução de fenolftaleína, que permite saber o intervalo de pH (entre 6 e 12) que nos indica a profundidade de carbonatação.



Figura 2-26 Localização dos ensaios

Os dados das carotes e suas dimensões são os expostos na Tabela 7.

Tabela 7 Dados das carotes realizadas (a2p)

	Zona	Ø	Betonilha [cm]	Betão [cm]	Total [cm]	Ensaio
Amostra C1	Passadiço	74	6,0	15	21,0	Fenolftaleína
Amostra C2	Terraço	74	4,5	11	15,5	Fenolftaleína
Amostra C3	Terraço	74	4,5	11	15,5	Fenolftaleína
Amostra C4	Viga	74	-	21	21,0	Compressão

Os dados obtidos do ensaio de compressão [Tabela 8] e resultado final [Tabela 9].

Tabela 8 Carote sujeita a compressão - Especificações

Denominação	Diâmetro Ø [mm]	Comprimento [mm]	Ø máximo agregado
C4-Viga	74	215	> 1/3 Ø

Tabela 9 Resultados

	Secção (mm ²)	Massa (Kg)	Massa Volúmica (Kg/m ³)	Rotura	
				Força (KN)	Tensão (MPa)
C4-viga	4301	0,755	2370	128	29,8

Ensaio de fenolftaleína

De modo a verificar se as armaduras ainda se encontravam protegidas dos elementos externos foram verificadas, com recurso a fenolftaleína, a profundidade de carbonatação nas amostras C1, C2 e C3. A fenolftaleína é um indicador que fica cor-de-rosa entre 8 e 10 e carmim entre 10 e 12. Num pH inferior a 8 é incolor [Figura 2-27].



Figura 2-27 Carote C1, C2 e C3 depois de se utilizar a solução de fenolftaleína (a2p)

Os resultados obtidos apresentados na [Tabela 10] indicam a profundidade do betão carbonatado (pH <9). Considera-se que um betão são tem pH > 12.

Tabela 10 Profundidade de carbonatação

	C1-Passadiço	C2-Terraço	C3-Terraço
Profundidade carbonatação	3 [cm]	3 [cm]	2 [cm]

O nível de carbonatação de 2 a 3 cm é superior ao recobrimento indicando que a armadura está sujeita à oxidação.

3. Modelação Estrutural

3.1. Introdução

A modelação estrutural consiste na elaboração de um modelo capaz de simular o comportamento de uma estrutura, para a determinação dos esforços e deslocamentos instalados. São tidas em conta diversas ações sendo a ação sísmica, determinante na maioria dos casos. Tem que se ter em conta as acelerações produzidas pela ação sísmica segundo as três direções principais, duas horizontais e uma vertical.

O modelo deve ser uma representação fiel, tanto quanto possível, do caso real em análise. Deve no entanto ser uma modelação simples, já que as indeterminações associadas à quantificação das ações sísmicas serão significativamente superiores.

Existem vários programas no mercado, será no entanto adotado o programa SAP2000™ como ferramenta na análise estrutural do edifício em estudo, tendo em conta como fator preponderante a garantia e fiabilidade dos resultados que se pretende obter.

O cálculo estático, pelo método dos elementos finitos para a discretização da estrutura, é feito pela resolução de equações lineares (7) do tipo:

$$K \times U = R \quad (3.1)$$

Com,

K-matriz de rigidez

U-vector de deslocamentos

R-vector de cargas

O cálculo dinâmico é feito pela resolução da seguinte expressão,

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_g \quad (3.2)$$

Sendo,

M - matriz de massas;

C - matriz de amortecimento;

K - matriz de rigidez;

\ddot{u} -aceleração da estrutura;

\dot{u} -velocidade da estrutura;

u - deslocamento da estrutura.

g - aceleração gravítica (7)

3.2. Representação dos elementos

É utilizado na representação dos vários tipos de elementos existentes, barras (frame) para elementos lineares, elemento casca para áreas (Shell) e sólidos (solid). A ligação dos vários elementos é realizada por nós que são criados automaticamente no fim dos elementos barra e nos vértices (8). Podem ser adicionados nós para capturar o comportamento em determinados locais ou representar apoios e restrições [Figura 3-1]. Podem também ser utilizados nós que representem as restrições dos deslocamentos entre dois elementos e os seus graus de liberdade (8).

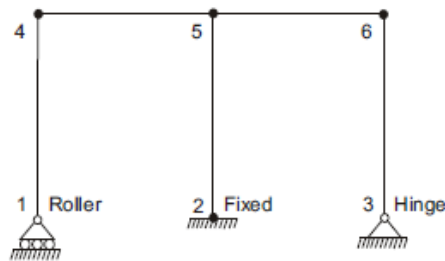


Figura 3-1 Tipologia de apoios (simples, encastramento ou duplo).

É utilizado o elemento barra para modelar colunas, vigas, elementos de treliça no plano e sistemas 3D. É constituída por uma linha reta que liga dois nós nas extremidades. São contabilizados o efeito da flexão desviada, torção, deformação axial e corte.

O elemento casca é um objeto área de três ou quatro nós usado para modelar o comportamento da membrana e da placa. Os objetos casca são úteis para a simulação de pisos, paredes e sistemas de tabuleiro nas pontes ou superfícies 3D curvadas (8).

3.3. Considerações

Neste modelo, foram tidas em conta as suas assimetrias e de modo a retratar a sua geometria foi importada do Autocad a planta [Figura 3-2]. Foram realizados ajustamentos pontuais que permitem retratar a realidade. O modelo deve ser também simples para ser modelado em SAP2000 e do qual se possa obter os resultados pretendidos.

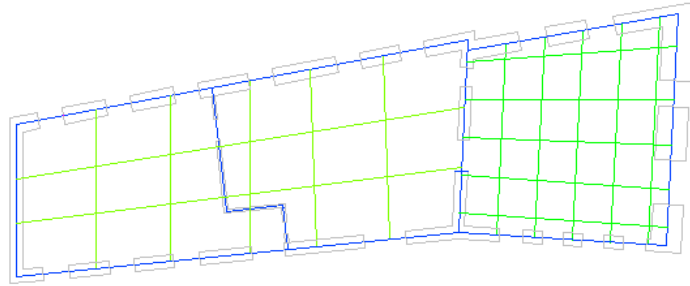


Figura 3-2 Planta e "Layer" em Autocad

Foi considerado como elemento homogéneo, a alvenaria de pedra utilizada nas paredes exteriores e na parede meeira.

O pavimento de madeira, na divisão C, está num estado avançado de deterioração e não será considerado.

A discretização dos elementos foi feita com base em elementos retangulares ou triangulares com dimensão máxima de aproximadamente 0.5m [Figura 3-3].

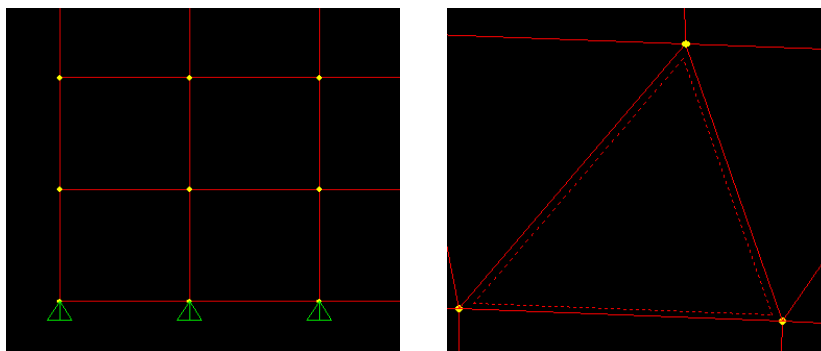


Figura 3-3 Discretização por elementos retangulares e triangulares (4 e 3 nós)

3.4. Materiais

Foram considerados no modelo realizado em Sap2000 os seguintes materiais e respectivas propriedades [**Tabela 11**].

Tabela 11 Material – Propriedades (9)

Material	Denominação	Peso Volúmico γ [KN/m ³]	Modulo Elasticidade [GPa]	Coefficiente Poisson
Alvenaria Pedra	ALV P - other	$\gamma=22,0$	E=25	U=0,2
Alvenaria Tijolo	ALV T - other	$\gamma=16,0$	E=5	U=0,25
Betão Armado	C 30/35 - concrete	$\gamma=25,0$	E=32	U=0,15
Aço	S 107 - rebar	$\gamma=77,0$	E=200	U=0,3

O aço considerado tem as seguintes especificidades [**Tabela 12**].

Tabela 12 Aço S_107 (10)

Tipo	Fy [KN]
S_107	107000

3.4.1. Volumetrias

A área total de implantação do edifício é de 346,6 m², sendo este constituído por três divisões, A,B e C diferenciadas pelo seu pé direito. A divisão C tem rés-do-chão e primeiro andar, as restantes só piso térreo [**Tabela 13**].

Tabela 13 Dados

	Uni.	Divisão A	Divisão B	Divisão C
Área	[m ²]	105,87	107,00	133,78
Perímetro	[m]	45,81	45,23	47,26
Pé direito	[m]	4,22	5,71	6,66

3.5. Modelo 3D

O edifício tem o pano frontal comum à divisão A e B, com aumento, em altura, gradual dado pelo desnível do terreno. Na divisão C existe uma variação na direção do frontal [Figura 3-4].

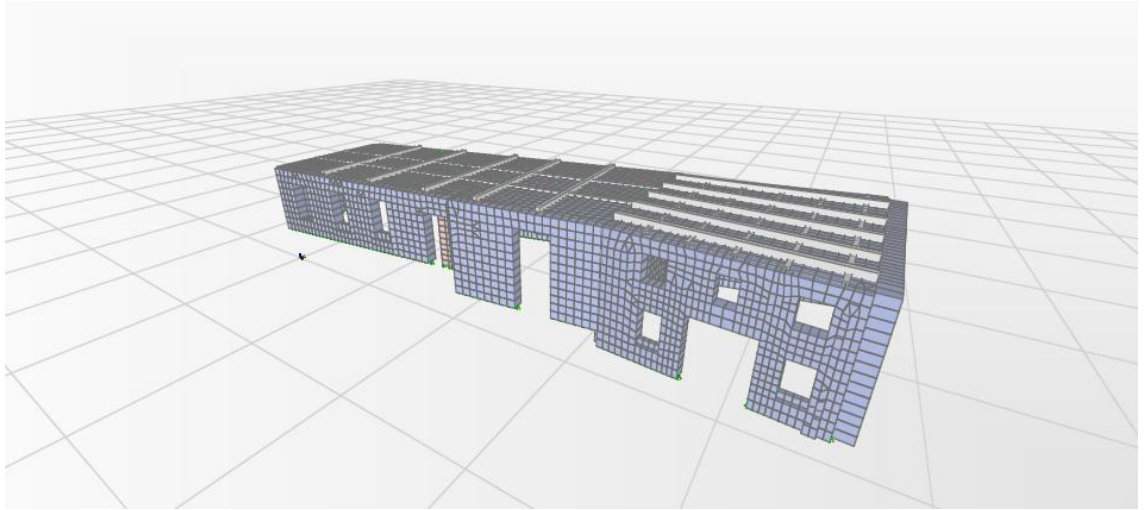


Figura 3-4 Vista modelo 3D – Frontal SAP2000

No tardo a divisão B e C têm uma reentrância. Nos panos frontais existe uma variação na direção seguida. O aspeto final do edifício modelado do lado do jardim Botânico esta representado na Figura 3-5.

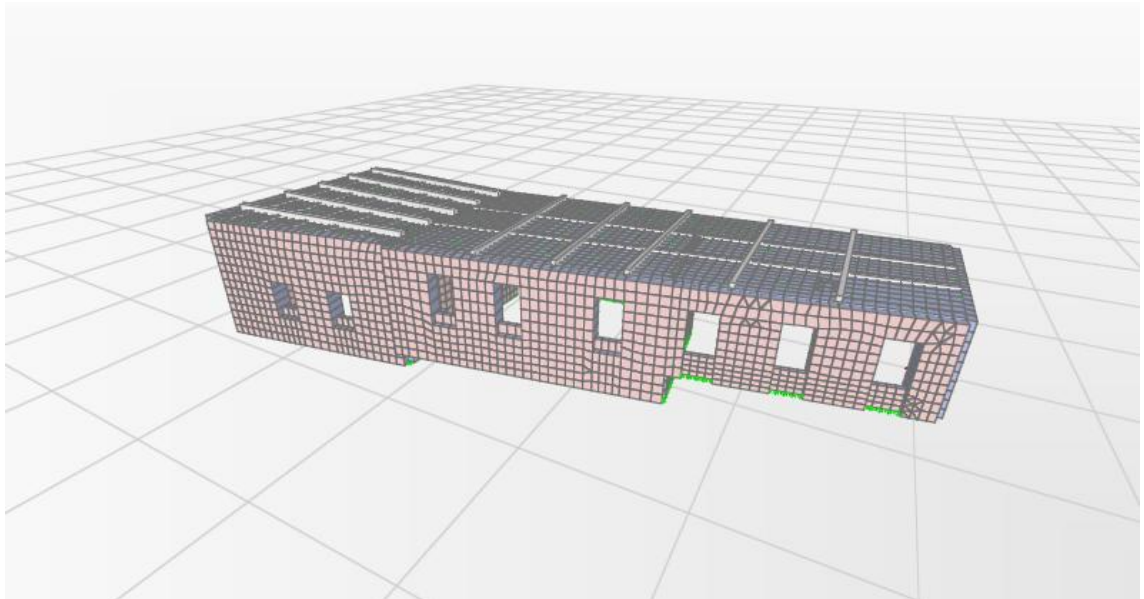


Figura 3-5 Vista 3D do tardo do edifício SAP2000

As irregularidades do edifício são perceptíveis em planta com uma diferença grande nos panos da divisão C a formarem reentrância e mudança de direção com o resto do edifício [Figura 3-6].

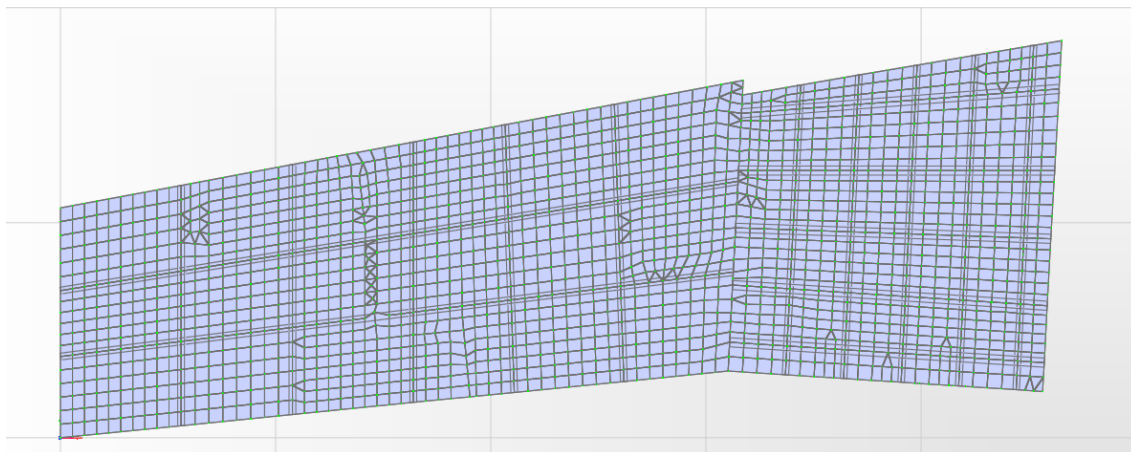


Figura 3-6 Vista em planta do edifício SAP2000

No alçado é visível o desenvolvimento horizontal do edifício assim como a disposição das vigas [Figura 3-7].

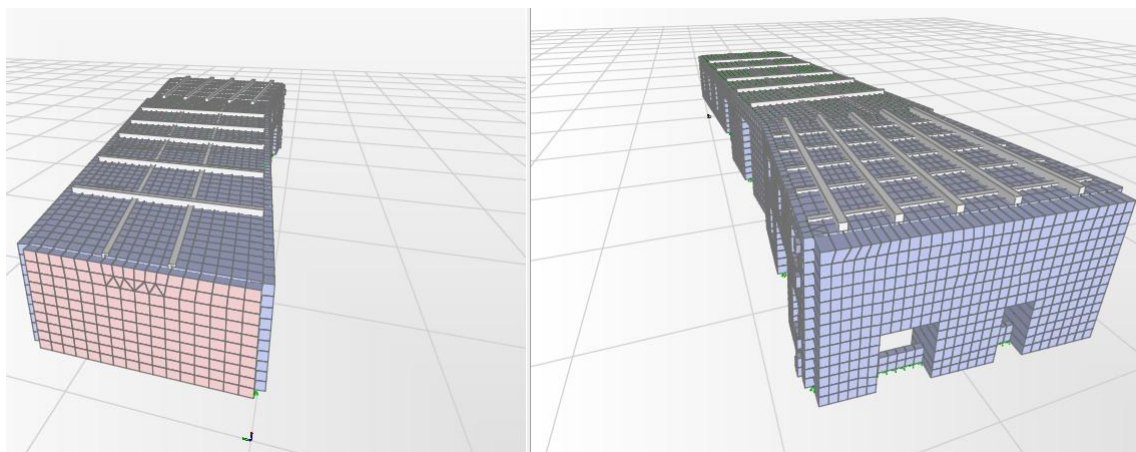


Figura 3-7 Alçado poente e nascente respetivamente SAP2000

3.5.1. Elementos utilizados

3.5.1.1. Elemento barra

Foi considerada na modelação das vigas elementos barra, “frame”, onde se atribui o tipo de material e as suas propriedades geométricas [Figura 3-8].

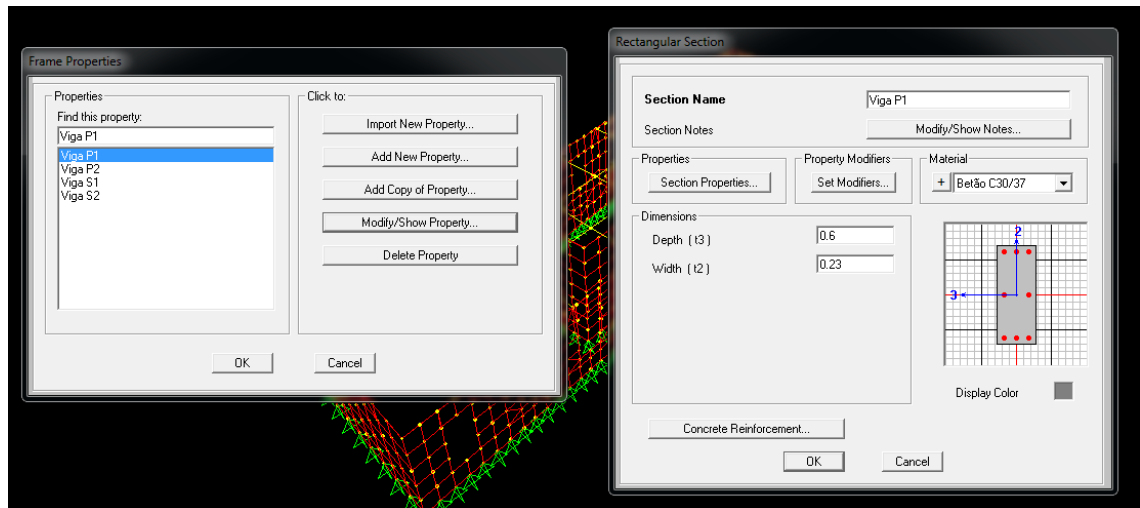


Figura 3-8 Elemento viga SAP2000

3.5.1.2. Elemento “casca”

Foram introduzidos dois tipos de elementos casca, considerando o efeito transversal, “thick” ou em caso de não ser importante a sua consideração, como elemento “thin”.

A laje foi modelada como um elemento casca fino [Figura 3-9].

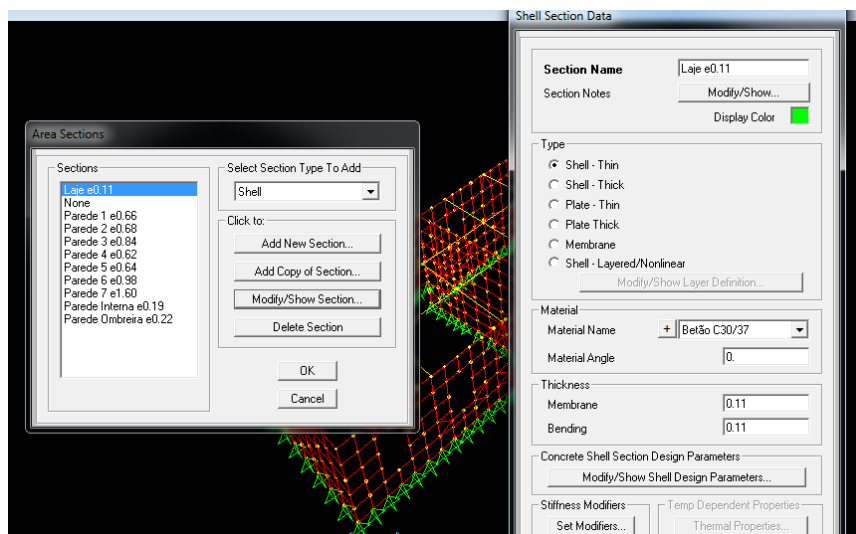


Figura 3-9 Laje SAP2000

A parede foi modelada como elemento casca “thick” [Figura 3-10].

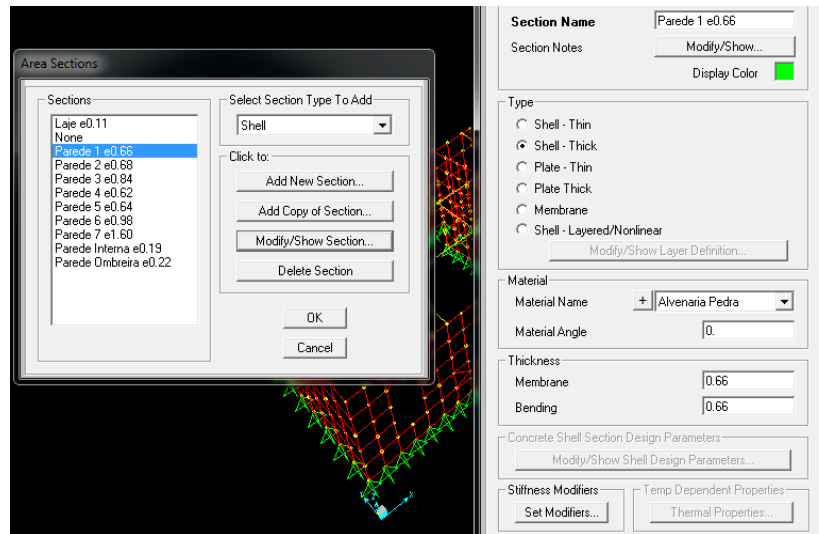


Figura 3-10 Elemento parede SAP2000

3.5.2. Ações

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura considerada, levando-se em conta os possíveis estados limite (11).

- Ações permanentes;
- Ações variáveis;
- Ações acidentais.

Ações permanentes, G , são representadas pelos próprios elementos constituintes da estrutura, automaticamente contabilizadas como uma carga gravítica.

- Peso próprio da parede de alvenaria de pedra;
- Peso próprio da parede de alvenaria de tijolo;
- Laje vigada de betão armado.

São consideradas as restantes cargas permanentes, (RCP), as ações com caráter permanente na estrutura.

- Betonilha de recobrimento;
- Ação do solo na estrutura;
- Ação das paredes interna não representadas.

As restantes cargas permanente (RCP) tem de valor $G=2,0$ [KN/m²] e são dadas pelo recobrimento da laje de betão (EC1).

A Sobrecarga regulamentar (SC) considerada é dada pelo EC2, [**Tabela 14**], em coberturas acessíveis como no caso prático, adotando-se o valor $qk = 2,0$ [KN/m²] (12).

Tabela 14 Sobrecarga considerada (Quadro 6.2 NP EN 1991-1-1) remetida por 6.3.4 (2)

Categoria de zona carregada	qk [KN/m ²]	Qk [KN]
A - Edifício de Habitação	2,0	2,0
B - Cobertura acessível	2,0	2,0

com:

q_k – valor característico de uma carga uniformemente distribuída;

Q_k – valor característico de uma carga concentrada.

3.5.2.1. Ação sísmica

As ações variáveis, que serão contabilizadas, restringem-se à ação sísmica considerando-a como condicionante no comportamento da estrutura. A ação do vento e da temperatura não serão consideradas.

A ação sísmica atua nas três direções, duas direções horizontais e uma vertical considerando-se, como preconizado no EC8, a 100% numa direção e 30% nas restantes (13). [NP EN 1998-1 2010 4.3.3.5.2 (4)].

A ação sísmica tem representação por espectros de resposta considerando que:

- Existem sismos do tipo I e II;
- O terreno é do tipo I (Solo tipo B – EC7) (14);
- O amortecimento é de 5%.

Serão consideradas os espectros de respostas nacionais [Figura 3-11] e [Figura 3-12].

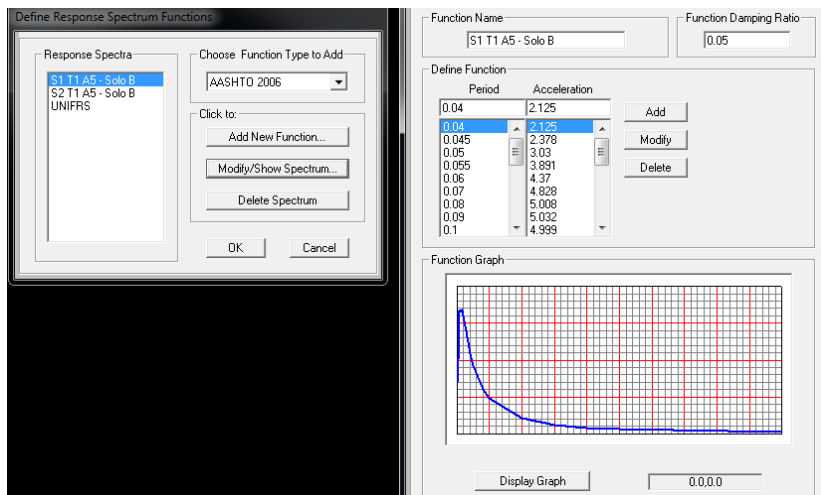


Figura 3-11 Sismo tipo I (SI_T1_A5)

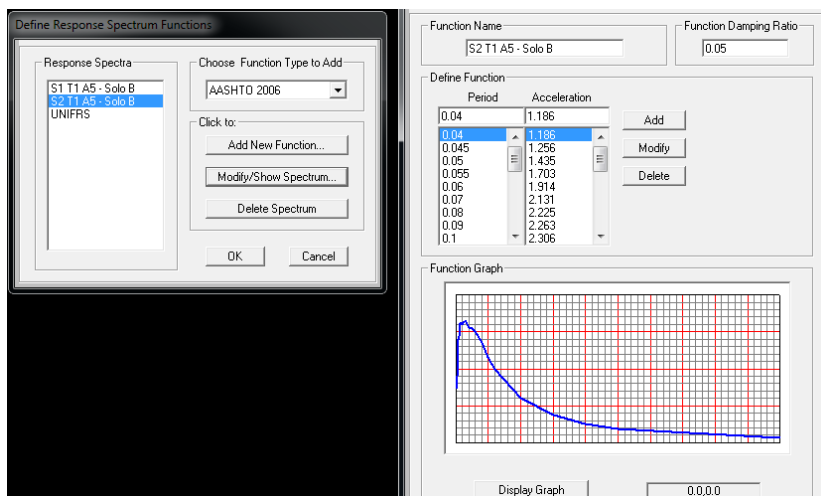


Figura 3-12 Sismo tipo II (SII_T1_A5)

3.5.3. Combinações

Serão contabilizadas as ações no estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS) que sejam condicionantes no comportamento da estrutura.

No estado limite último é utilizada a ação de base sobrecarga ou de base sísmica. Similarmente será realizada a análise nos estados limite de serviço.

As combinações com a ação sísmica base, considera as duas direções horizontais X e Y, e vertical Z, sismo do tipo 1 e sismo do tipo 2.

As funções consideradas são [Tabela 15].

Tabela 15 Coeficiente associados às direções

	Ux	Uy	Uz
E1_x	1.0	-	-
E1_y	-	1.0	-
E1_z	-	-	0.66
E2_x	1.0	-	-
E2_y	-	1.0	-
E2_z	-	-	0.66

A partir das funções supramencionadas foram realizadas as combinações:

$$CombiS_{1x} = 1.E1_x + 0.3E1_y + 0.3E1_z \quad (3.3)$$

$$CombiS_{1y} = 0.3.E1_x + 1.0E1_y + 0.3E1_z \quad (3.4)$$

$$CombiS_{1z} = 0.3.E1_x + 0.3E1_y + 1.0E1_z \quad (3.5)$$

$$CombiS_{2x} = 1.E1_x + 0.3E1_y + 0.3E1_z \quad (3.6)$$

$$CombiS_{2y} = 0.3.E1_x + 1.0E1_y + 0.3E1_z \quad (3.7)$$

$$CombiS_{2z} = 0.3.E1_x + 0.3E1_y + 1.0E1_z \quad (3.8)$$

Com a ação sísmica definida e caracterizada foi realizada a análise combinatória com a ação de base sobrecarga e a ação sísmica associados aos coeficientes de majoração e minoração necessários [Tabela 16].

Tabela 16 Combinações

	PP	RCP	SC	CombiS1x	CombiS1y	CombiS1z	CombiS2x	CombiS2y	CombiS2z
ELU_SC	1.35	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
ELU_E1x	1	1	0.5	1	0	0	0	0	0
ELU_E1y	1	1	0.5	0	1	0	0	0	0
ELU-E1z	1	1	0.5	0	0	1.5	0	0	0
ELU_E2x	1	1	0.5	0	0	0	1	0	0
ELU_E2y	1	1	0.5	0	0	0	0	1	0
ELU_E2z	1	1	0.5	0	0	0	0	0	1.5
ELS_Rara	1	1	1	0	0	0	0	0	0
ELS_F	3	3	0.7	0	0	0	0	0	0
ELS_CQP	1	1	0.4	0	0	0	0	0	0

- PP – Peso Próprio associado aos materiais utilizados;
- RCP – Restante Carga Permanente;
- SC – Sobrecarga Regulamentar de valor 2,0 [KN];
- E1_i Ação sísmica, tipo I direção i=X,Y,Z;
- E2_i Ação sísmica, tipo II direção i=X,Y,Z.

Foi finalmente considerada a envolvente das combinações, com ação de base sismo, de modo a considerar-se o pior cenário possível que condicionará o comportamento da estrutura [Tabela 17]. A análise estrutural incidirá também nas combinação [ELU_SC], [ELS_Rar], [ELS_CF] e [ELS_CQP].

Tabela 17 Envolvente (“envelope”)

ENV_ELU_S	1.ELU_E1x+ 1.ELU_E1y+ 1.ELU_E1z+ 1.ELU_E2x+ 1.ELU_E2y+ 1.ELU_E2z
-----------	--

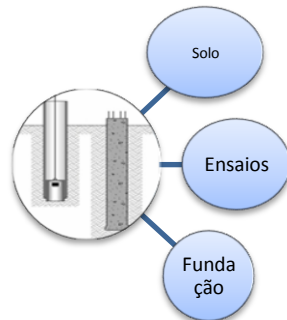
4. Análise estrutural

A verificação da segurança do edifício deve começar pelas fundações devido ao seu papel como elemento estrutural que garante o apoio do mesmo no terreno. A sua verificação é essencial para evitar o aparecimento de fendas e fendilhação dos elementos e no pior cenário a queda do edifício.

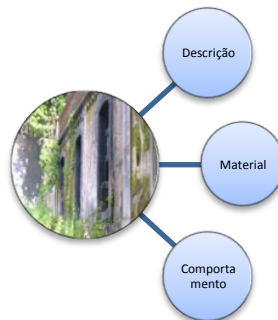
O edifício é depois o elemento de estudo onde será aprofundada a sua análise e verificação da segurança estrutural, nos seus elementos estruturais compreendendo-se essencialmente a laje vigada de betão armado e as paredes portantes de alvenaria de pedra e as fundações.

Esquemáticamente serão realizadas as seguintes análises:

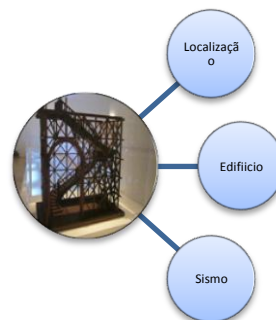
- **Análise Fundações**



- **Análise Gravítica**



- **Análise sísmica**



4.1. Critérios de dimensionamento

No presente trabalho seguiram-se os Eurocódigos estruturais, no dimensionamento e na verificação da segurança da estrutura, substituindo o RSA e o REBAP.

Serão considerados no caso prático:

O Eurocódigo 0 (EC0) para definir as bases de verificação da segurança e as combinações de ações; o Eurocódigo 1 (EC1) para definir as ações com exceção da ação sísmica; o Eurocódigo 2 (EC2) para dimensionamento e pormenorização dos vários elementos estruturais de betão armado; o Eurocódigo 6 (EC6) para a estrutura de alvenaria; Eurocódigo 8 (EC8) para definir a ação sísmica, o nível de ductilidade pretendido para a estrutura e os respetivos estados limites a cumprir para que seja garantida a segurança.

NP EN 1990 2009 – Bases para o projeto de estruturas.

Está preconizado no Eurocódigo 0 a base para o projeto de Estruturas. E como “documento de referência...” serão adotadas as seguintes denominações.

O efeito da ação “E”, as ações permanentes “P”, ações variáveis “Q”, ação accidental “A” e sísmica “A_E”.

Considera-se como cargas permanentes o peso próprio da estrutura (PP), as restantes cargas permanentes (RCP). Como ações variáveis as ações das sobre cargas (SC) e a ação sísmica.

NP EN 1991 2009 – Ações em Estruturas.

Estão preconizadas no EC-1 as bases referentes às ações e combinações a serem utilizados no projeto de dimensionamento.

NP EN 1992-1-1 2010 Regras gerais para edifícios

Estão preconizadas as propriedades do betão armado e aço, e alguns critérios de dimensionamento e pré-dimensionamento.

prEN 1996-1-1 Design of masonry structures

Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures

NP EN 1997 2010 – Projeto Geotécnico

NP EN 1998-1 2010 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos

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

Está preconizado a ação sísmica e quais os critérios a ter em conta.

Considerando o primeiro regulamento Português de 1918 do qual se farão a transcrição dos dados mais relevantes (15).

Regulamento para o emprego do “beton” armado - 1918

Dec. 4036 de 28/3/1918

Preparado pela Associação dos Engenheiros Cívicos Portugueses

Necessidade de “regulamentar as construções de beton que tinham uma grande aplicação”

Obrigatoriedade de aprovação do projeto pelas repartições técnicas do estado ou dos corpos administrativos.

Os projetos devem compreender: Memória descritiva, cálculos justificativos, desenhos cotados, indicar a qualidade dos materiais e a dosagem do “beton”.

Betão

Dosagem tipo: 300kg de cimento, 400 litros de areia, 800 litros de pedra

Vigas 400kg de cimento

Resistência mínima: 120 kg/cm² aos 28 dias, 180 kg/cm² aos 90 dias

Aço - resistência mínima à rotura 3800 a 4600 kg/cm²

Limite de elasticidade 50% da resistência à rotura (1900 a 2300 kg/cm²)

Princípios básicos do betão armado

Critério de segurança - Tensões limite:

- Betão – 40 kg/cm²;
- **Aço – 1100 kg/cm²** (1400 nos aços melhores).

Recobrimentos:

- 20 [mm] (vigas e pilares em geral);
- 40 [mm] (proteção contra o fogo e o ataque da água do mar).

O valor adotado, no aço será pelo critério de segurança de 1100 [kg/cm²] equivalente a 107,87 [MPa]

4.1.1. EC2 - Coeficientes de segurança estrutural

O Eurocódigo associa coeficientes de segurança conforme o tipo de ação e material considerado. São consideradas coeficientes de majoração e de minoração das ações conforme se trate de uma situação persistente ou transitória (12) [Tabela 18].

Tabela 18 Coeficientes de segurança associados aos materiais (16)

γ_M		
Combinação	Betão γ_F	Aço γ_F
Persistentes ou transitórios + sismos	1.5	1.15
Acidental	1.2	1.0

O material utilizado tem também associado um fator de segurança conforme a fiabilidade do mesmo [Tabela 19].

Tabela 19 Coeficiente de segurança do material (16)

Denominação	Coeficiente Segurança
Betão	1,50
Alvenaria Pedra	1,50
Alvenaria tijolo	1,50
Betonilha	1,50
Aço	1,15

4.1.2. Estados limite de serviço ou utilização (ELS)

O tempo de atuação de uma ação tem impacto no dimensionamento dos vários elementos, considerando-se que existem ações de muito curta duração, ações de curta duração e ações de longa duração.

Ao longo da vida útil da estrutura existem deformações, e de modo a ter-se conforto na utilização são estabelecidos limites admissíveis (11).

$$E_d \leq C_d \quad (4.1)$$

E_d valor de cálculo;

C_d valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

No estado limite de serviço são consideradas as combinações (EC0 6.5.3):

A combinação característica (rara) é considerada para uma ação de muita curta duração.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (4.2)$$

A combinação frequente é uma ação de curta duração.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (4.3)$$

A combinação quase permanente é uma ação de longa duração.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.4)$$

Associadas às combinações tem-se os coeficientes de utilização (17) [Tabela 20].

Tabela 20 Coeficiente de habitação (NP EN1990_2009 Quadro A1.1)

Combinação	Símbolo	Valor
Característico	ψ_0	0,7
Frequente	ψ_1	0,5
Quase-permanente	ψ_2	0,3

Existe um maior controlo nos fenómenos reológicos do betão assim como uma melhor análise completa dos seus efeitos. Considerando-se as recomendações dadas nos Eurocódigos a qual se faz de seguida referência.

No betão deve-se limitar a tensão atuantes tendo em conta o risco de fendilhação e de modo a controlar a fluência (18).

Para limitar o risco de fendilhação longitudinal deve-se limitar a tensão atuante segunda a expressão (4.5).

$$\sigma_c \leq 0,60 \times f_{ck} \quad (\text{combinação características}) \quad (4.5)$$

O controlo da fluência é realizado com a limitação da expressão (4.6).

$$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck} \quad (\text{combinação quase permanente}) \quad (4.6)$$

Aço:

O controlo de fendas é verificado se obedecer à condição (4.7).

$$\sigma_c \leq 0,80 \times f_{ck} \quad (\text{combinação característica}) \quad (4.7)$$

4.1.3. Estados limite últimos (ELU)

O estado limite último é a ocorrência de deformações excessivas em elementos da estrutura ou secções.

Pode considerar-se como estado limite último a encurvadura (instabilidade dos elementos), a perda de equilíbrio, e estado limite último de resistência, com formação de rótulas plásticas, formando mecanismos.

Uma dada estrutura verifica a segurança aos estados limites últimos se, para todos os elementos da mesma, se verificar a relação (16)

$$E_d \leq R_d \quad (4.8)$$

São compreendidos vários estados limite (EC0 6.4.1):

- EQU - perda de equilíbrio estático
- STR - rotura ou deformação excessiva da estrutura
- GEO - rotura ou deformação excessiva do terreno
- FAT - rotura por fadiga da estrutura

Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental) prende-se a situações normais de utilização;

$$\sum \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

A combinação de ação para situações de projeto acidentais aplicam-se em casos excepcionais, como incêndios e explosões.

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.10)$$

A combinação de ações para situações de projeto sísmicas.

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.11)$$

Sendo que “+” significa a combinar com (EC0).

Nos estados limite últimos, são considerados os coeficientes de majoração e de minoração conforme sejam favoráveis ou desfavoráveis [Tabela 21].

Tabela 21 Coeficientes associados às ações

γ_F		
Efeito	Ações Permanentes γ_G	Ações variáveis γ_Q
Favorável	$\gamma_{G,inf} = 1.0$	$\gamma_{Q,inf} = 0$
Desfavorável	$\gamma_{G,sup} = 1.35$	$\gamma_{Q,sup} = 1.5$

Os casos ilustrados, **Figura 4-1**, representam um assentamento diferenciado e o estado limite último, num pilar.



Figura 4-1 Problemas de estado limite de serviço e estado limite último (Torre de Pisa, Itália e parque de estacionamento Universidade de Nortridge, EUA)

(Fontes: commons.wikimedia.org; <http://civil.fe.up>.)

4.2. Análise das fundações

4.2.1. Tipologia de Fundação

As fundações diretas são consideradas estruturas que ficam a pouca profundidade e utilizadas em casos correntes onde se tem bom solo ou mesmo em zonas rochosas. Com solos de baixa capacidade tem que se adotar outras soluções para as fundações.

As fundações diretas podem ser sapatas de forma retangular, usualmente ligadas por lintéis permitindo a redistribuição de esforços e momentos. Podem ser ensoleiramento geral quando existem zonas do terreno menos consistente garantindo menor risco de assentamento diferenciado [Figura 4-2].

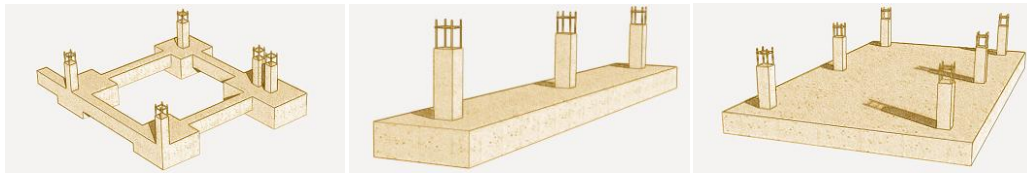


Figura 4-2 Sapata com lintel, sapata corrida e ensoleiramento geral respectivamente

(<http://www.geradordeprecos.info/reabilitacao/Fundacoes/Profundas.html>)

Caso o solo não permita a solução de fundações diretas, tem que se recorrer a soluções mais complexas e caras, exigindo mão-de-obra especializada. As fundações indiretas podem ser por pegões quando se tem solo consistente a pouca profundidade, ou estacas.

A necessidade de executar fundações indiretas acarreta a necessidade de utilizar maquinaria própria o que aumenta o custo da obra. [Figura 4-3].

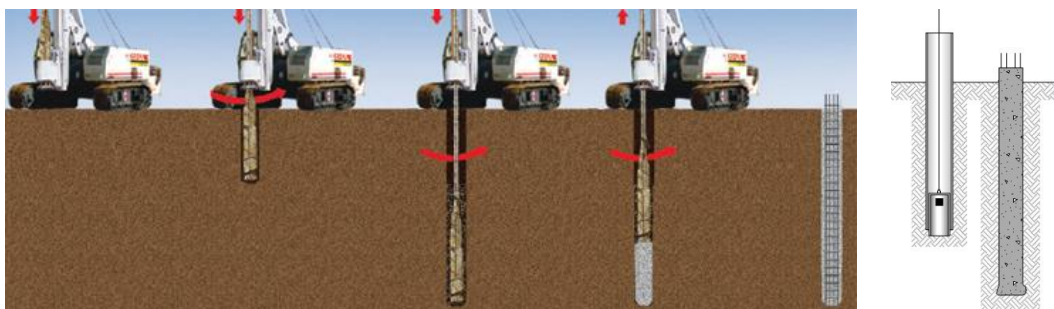


Figura 4-3 Procedimento na execução da fundação tipo estaca injetada

(<http://www.geofund.com.br/>)

4.2.2. Cartas temáticas

4.2.2.1. Carta Geológica de Lisboa

A carta geológica de Lisboa permite obter informação sobre o tipo de formações existentes com a denominação (legenda Figura 4-4):

- a. Essencialmente lodosas e arenosas (vermelho);
- b. Essencialmente areno-argiloso (amarelo);
- c. Terciários a arenosos, incoerentes ou fracamente consolidadas (verde claro);
- d. Terciárias solos com capacidade elevada e rocha de baixa resistência (verde escuro);
- e. Rochas, essencialmente rochas de resistência média a elevada (azul).

A zona do Príncipe Real, onde se insere o caso de estudo, tem o tipo c. Terciários a arenosos, incoerentes ou fracamente consolidadas [Figura 4-4].

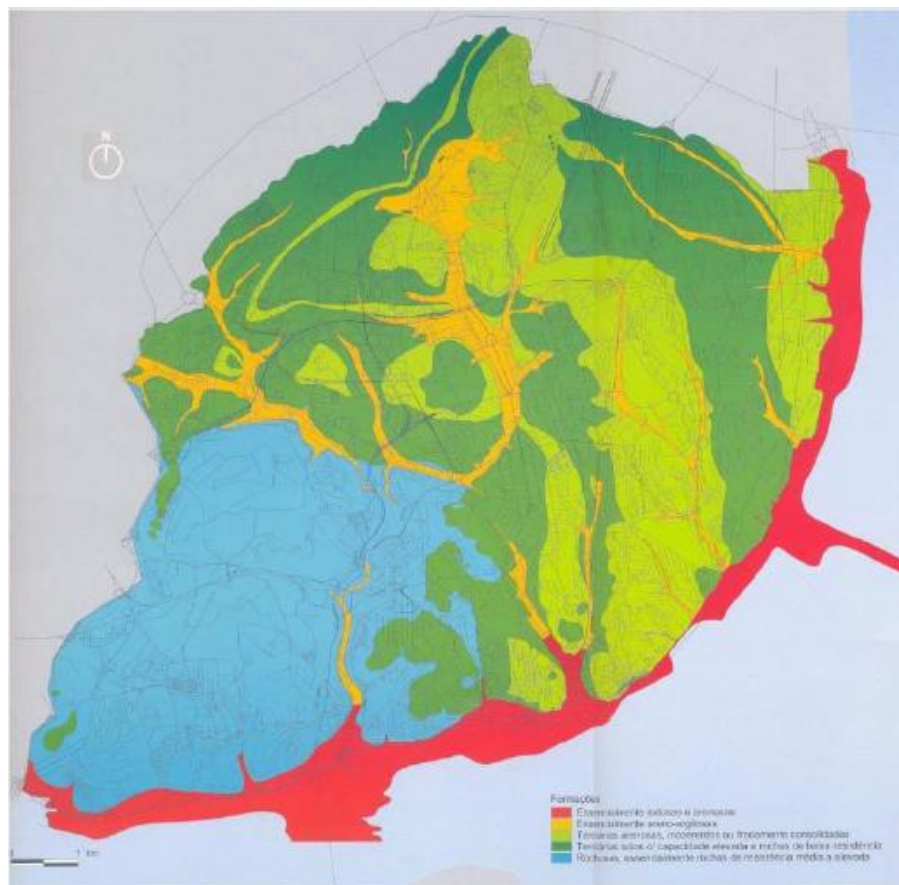


Figura 4-4 Carta Geotécnica de Lisboa 2001 [LNEG]

4.2.2.2. Carta Geológica de Lisboa

A carta geológica do concelho de Lisboa identifica as unidades geológicas existentes [Figura 4-5].

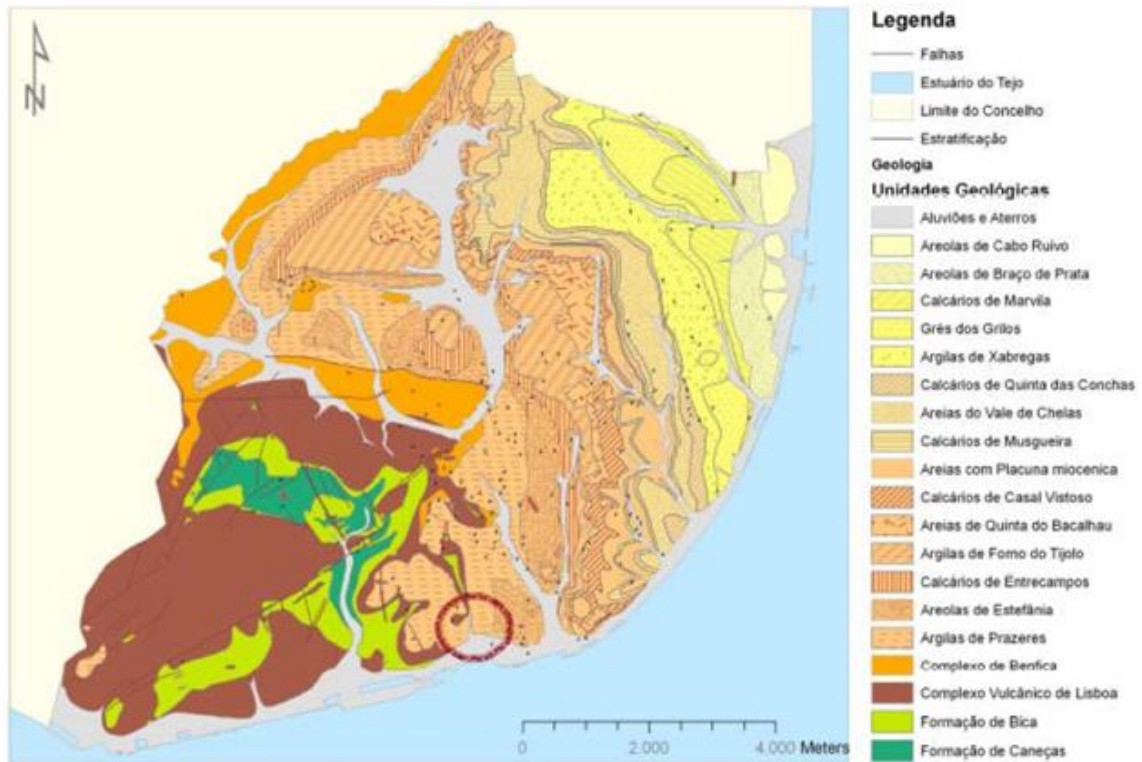


Figura 4-5 Carta geológica do Concelho de Lisboa [LNEG]

Parte da zona da grande Lisboa está abrangida pela categoria de Terciário, constituído por **areias e argilas**. A zona do Príncipe Real é identificada como uma zona de Argilas de Prazeres, apanhando uma zona de aluviões e aterros assim como areolas de Estefânia. (19) .

4.2.3. Estudo Geológico e Geotécnico

A intervenção e estudo mais pormenorizado na zona constituem um passo importante na determinação das características do solo existente assim como as suas propriedades. Foi realizado um estudo na zona onde foi possível ter dados diversos aos quais se fará de seguida referência (14).

Do estudo realizado pela empresa GEOTEST em 2010, que se estendeu para além do âmbito do caso prático, será feita referência especificamente aos trabalhos que incidiram no tardo do Palacete Ribeiro da Cunha, ou cuja exposição seja relevante para a compreensão global do terreno [Figura 4-6].

Foi realizada uma prospeção mecânica do tipo Rotary, com a denominação de S1 a S11 para as sondagens realizadas com recurso a sondas hidráulicas.

As sondagens relevantes ao caso prático têm a designação S7, S8, S9, S9A e S10 realizadas nos jardins do Palacete Ribeiro da Cunha [Figura 4-6].

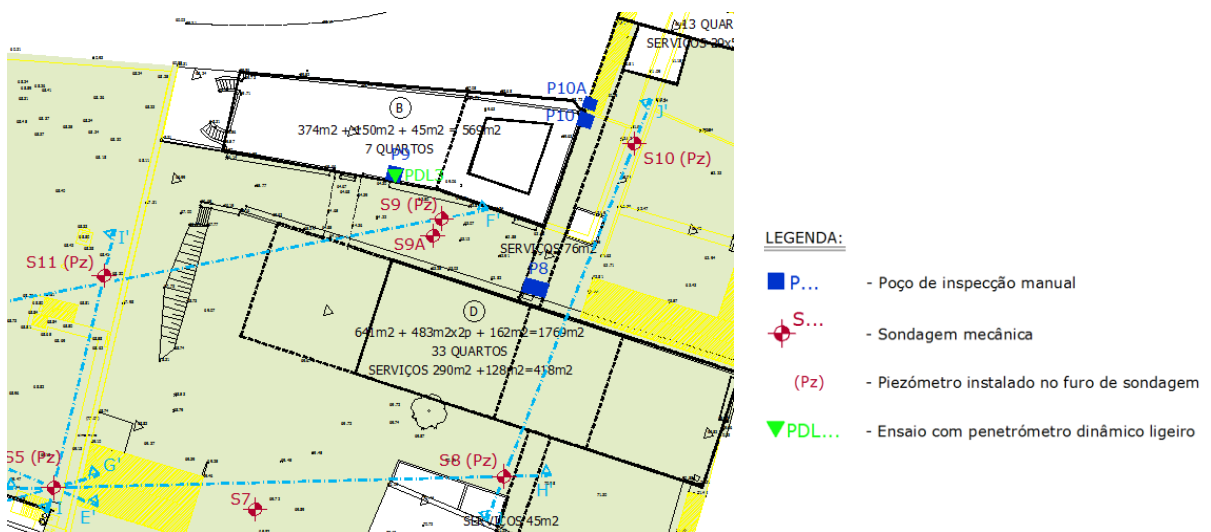


Figura 4-6 Mapa de sondagens – Excerto editado (Fonte: Geotest)

O Eurocódigo Estrutural 7 tem vários tipos de ensaios que permitem aferir o tipo de solo em estudo, destacando-se os realizados:

Ensaio com penetrômetro de cone;

Ensaio de penetração normalizado SPT e ensaios de penetração dinâmica;

Ensaio de corte rotativo (com molinete);

Ensaio WST (weight sounding test);

Ensaio pressiométrico; Ensaio com dilatômetro plano; Ensaio de compactação [EC7].

4.2.3.1. Resultados

Das sondagens realizadas obtiveram-se amostras onde se realizou os seguintes ensaios laboratoriais:

- Determinação do teor em água natural
- Determinação dos limites de consistência
- Análise granulométrica por peneiração

Os resultados obtidos são os expostos na **Tabela 22**.

Tabela 22 Resultados dos ensaios de laboratório (Geotest)

Sondagem nº	Profundidade	W (%)	LL (%)	IP (%)	% < #4	% < #40	% < #200
S7	4.50-4.95	8.0	NP	NP	100.0	98.1	25.2
S7	21.00-21.42	17.2	43	21	100.0	99.7	98.3
S8	21.00-21.45	25.6	59	32	100.0	100.0	99.8
S11	15.00-15.45	22.0	57	30	100.0	99.5	99.0

W-teor em água natural;

LL-Limite de liquidez;

IP-Índice de Plasticidade;

% <#4 Percentagem de solo que passa no peneiro 4;

% <#40 Percentagem de solo que passa no peneiro 40;

% <#200 Percentagem de solo que passa no peneiro 200;

NP – não plástico.

A identificação geológica e geotécnica assim como a classificação solo é exposta na

Tabela 23.

Tabela 23 Resultados do ensaio de laboratório (2/2) (Geotest)

Sondagem nº	Formação Geológica	Zona Geotécnica	Classificação UNIFICADA	Classificação AASHTO
S7	Recente	ZG1	SM -Areia Siltosa	A-2-4 (0)
S7	Miocénico	ZG2C	CL-Argila magra	A-7-6 (23)
S8	Miocénico	ZG2B	CH-Argila gorda	A-7-6 (38)
S11	Miocénico	ZG2B	CH-Argila gorda	A-7-6 (35)

4.2.4. Caracterização geológica

4.2.4.1. Litoestratigrafia

De um modo geral, sobre as formações miocénicas existe uma cobertura de depósitos de aterro (At), recentes, de natureza heterogénea e espessuras variáveis, resultantes da intensa ocupação humana. Refere-se ainda que as “Argilas e Calcários dos Prazeres” encontram-se também, por vezes, recobertas por depósitos resultantes de movimentos de vertentes ocorridos ao longo do tempo (14)[**Figura 4-7**].

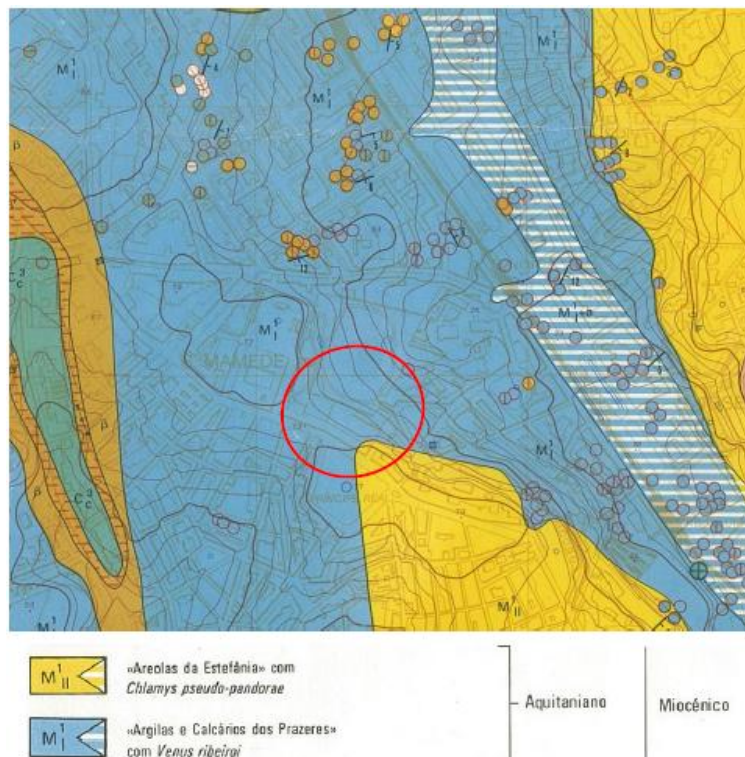


Figura 4-7 Extrato da Carta Geológica do Concelho de Lisboa publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal, à escala 1:10 000, Folha 4 (sem escala) (Geotest).

4.2.4.2. Análise dos Resultados -Perfis

A partir do perfil F-F' [Figura 4-8] e usando tracejado interrompido para identificar o estrato com a designação de ZG1 para ZG2A e ZG2B podem retirar-se os dados relevantes, destacando a sondagem S9 mais próximo do edifício em estudo. A camada ZG1 tem início na cota 63.5m (valor aproximado) até sensivelmente 55.5m totalizando 8m de profundidade. A camada ZG2A tem início na cota de 55.5m até 49m totalizando 6.5m de profundidade. A camada ZG2B tem aproximadamente 2m.

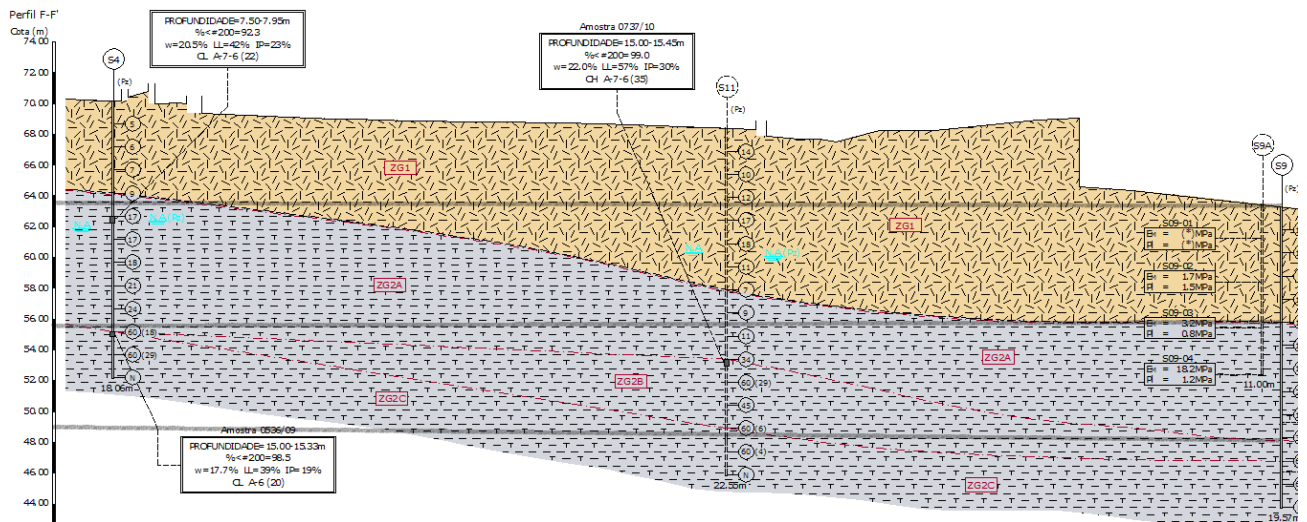


Figura 4-8 Excerto do Perfil F-F' (Editado) (Geotest)

Foi possível obter outros dados presentes na Tabela 24.

Tabela 24 Resultados obtidos do ensaio (Geotest)

	Profundidade [m]	E_m [MPa]	P_i [MPa]
S09-01		-	-
S09-02		1.7	1.5
S09-03		3.2	0.8
S09-04		18.2	1.2
S09-05		8.8	1.5
S09-06		128.6	>5.5
S9	19.57		

O perfil J-J' [Figura 4-9], com o perfil F-F' permite balizar os estratos existentes. Observando a sondagem S10 verifica-se que a camada ZG1 vai da cota 62.0m a 53m totalizando 9m. A camada ZG2A tem início a cota 53m até 48m totalizando 5m. A camada ZG2B tem 2m, de 48m a 46m.

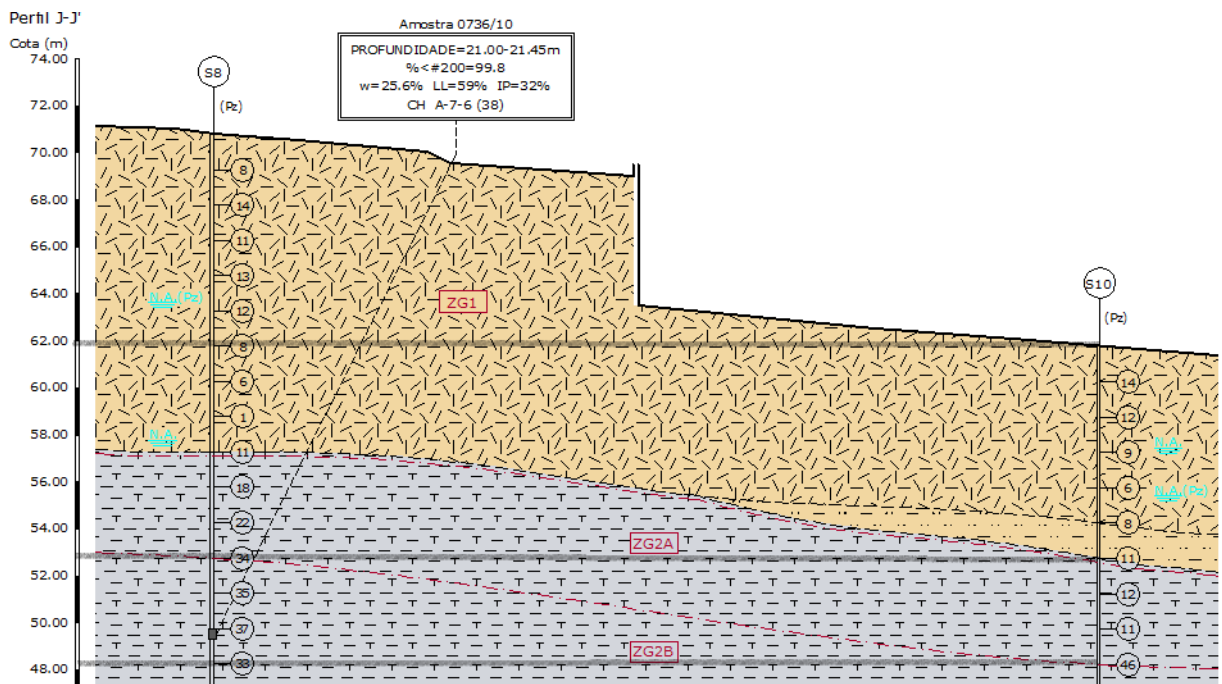


Figura 4-9 Perfil J-J' Editado (Geotest)

A medição do nível freático a partir do piezômetro (Pz) permitiu ver o nível da água no solo [Tabela 25].

Tabela 25 Resultados piezômetro – profundidade dos níveis da água (Geotest)

Sondagem N.º	Prof.N.A. 13-10-10 [m]	Prof.N.A. 15-10-10 [m]	Prof.N.A. 18-10-10 [m]	Prof.N.A. 19-10-10 [m]	Prof.N.A. 21-10-10 [m]	Prof.N.A. 19-11-10 [m]	Prof.N.A. 22-12-10 [m]
S9 (Pz)	-	-	-	-	7.55	6.80	7.15
S10 (Pz)	4.30	6.35	7.30	7.30	-	-	6.35

4.2.5. Caso Prático

O edifício é constituído por paredes portantes que assentam numa estrutura de fundação do tipo semirecta, resultante da continuação das paredes até se atingir solo firme.

Na época, edifícios com estrutura de alvenaria do tipo gaioleiro (período de 1880 a 1930) eram caracterizados por ter caboucos cheios com alvenaria de pedra rija.

Da informação disponível, da planta de alteração e ampliação, a única referência ao tipo de fundação é a presente na **Figura 4-10**.

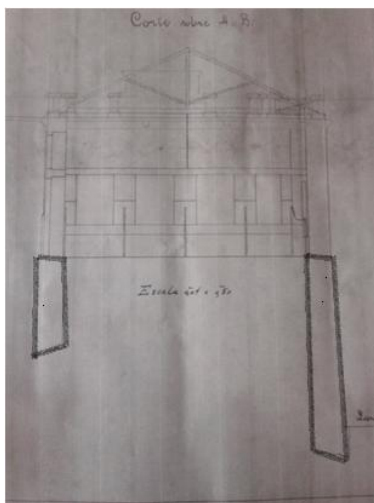


Figura 4-10 Corte ilustrando a fundação 1912 a escala 1:50 (editado)

Os poços de inspeção manual realizados permitiram verificar o tipo de material, podendo-se visualizar na **Figura 4-11** o poço denominado P9.



Figura 4-11 Poço no interior do edifício, divisão B

O estudo geotécnico e geológico permitiu identificar o tipo de terreno e a fundação necessária para garantir a segurança do edifício.

Os ensaios pressiométricos, assim como o ensaio SPT permitem obter dados sobre a zona onde se deve ter as fundações.

Edifício novo

Tendo em conta os resultados obtidos nos trabalhos de prospeção realizados, considera-se que a zona geotécnica ZG1 (aterros), face à sua génese recente e às suas reduzidas características geomecânicas não serve como terreno de fundação. Da mesma forma, atendendo aos reduzidos valores de N_{SPT} obtidos na zona ZG2A, considera-se que esta não deverá servir como horizonte de fundação. **O edifício deverá então ficar assente na formação miocénica que constitui as zonas geotécnicas ZG2B e ZG2C.**

Caso as zonas geotécnicas ZG2B e ZG2C ocorram a profundidades inferiores a 3.0m poder-se-á adotar uma solução de fundação direta por sapatas e se ocorrem entre cerca de 3.0 e 5.0 m dever-se-á adotar uma solução de fundação semidirecta, por pegões. Caso estas zonas ocorram, a profundidades superiores a 5.0m considera-se que se deverá optar por uma **solução de fundação indirecta, por estacas devidamente encastradas na zona ZG2C.**

Nesse caso, a fundação deverá ser do tipo indirecta e deve atingir profundidade suficiente para atravessar a camada de aterro, firmando-se em solo considerado resistente ($N_{SPT} > 50$). Considerando os valores dos perfis F-F' e J-J' para atingir camada ZG2B tem-se uma profundidade de 14.5m (perfil F-F') e 14m (J-J'). Pode concluir-se, com base nos valores obtidos, que a solução da fundação de uma construção nova deve ser indirecta, do tipo estaca com profundidade superior a 14.5m.

O nível freático varia entre 7,55 [m] no S9 e 4,30 e 7,30 [m] no S10. A variação entre solo saturado e seco, influência o carregamento nas fundações e deve ser contabilizado até à profundidade de 7,55 [m].

4.3. Análise gravítica

4.3.1. Descrição do Edifício

O edifício é de pequeno porte com uma área de implantação de aproximadamente 358m². É constituído por Rés-do-chão em declive com três divisões com cobertura em terraço, acessível por um passadiço [Figura 4-12].

O Rés-do-chão é constituído por três patamares com cotas diferentes vencidas por escadas.

O sistema estrutural é de paredes resistentes de alvenaria aproximadamente ortogonais entre si, que suportam o pavimento da cobertura de betão armado.

A rigidez deste sistema é elevada devido à grande espessura das paredes e ao material utilizado. A resistência sísmica é determinada pela ligação dos elementos estruturais à fundação e pela capacidade de absorção das forças de inércia induzidas.



Figura 4-12 Fachada do edifício

O edifício foi modelado com um peso global 10673,5 [kN] o que corresponde a 1088,4 [Ton] [Tabela 26].

Tabela 26 Peso e massa dos elementos considerados [Fonte: Sap2000]

Secção	Material	Tipo	Espessura [m]	Peso [kN]	Massa [Ton]
Parede 1	Alvenaria Pedra	Shell	0.66	479.16	48.86
Parede 2	Alvenaria Pedra	Shell	0.68	1244.25	126.88
Parede 3	Alvenaria Pedra	Shell	0.84	1834.99	187.12
Parede 4	Alvenaria Pedra	Shell	0.62	773.20	78.84
Parede 5	Alvenaria Pedra	Shell	0.64	707.68	72.16
Parede 6	Alvenaria Pedra	Shell	0.98	1449.05	147.76
Parede 7	Alvenaria Pedra	Shell	1.60	2446.05	249.43
Parede Interna	Alvenaria Tijolo	Shell	0.19	194.11	19.79
Parede Ombreira	Alvenaria Pedra	Shell	0.22	59.092	6.03
				10059.80	1025.81

Secção	Material	Dimensões		Peso [kN]	Massa [Ton]
		t3 (h)	t2 (b)		
Viga P1	Betão C30/37	0.60	0.23	152.09	15.51
Viga P2	Betão C30/37	0.75	0.31	312.35	31.85
Viga S1	Betão C30/37	0.27	0.23	72.01	7.34
Viga S2	Betão C30/37	0.26	0.22	77.22	7.87
				613.69	62.57
Total				10673.49	1088.38

4.3.2. Elementos estruturais

Os elementos estruturais considerados são a laje e as vigas de betão armado e as paredes de alvenaria de pedra.

A laje tem uma lâmina de 11 cm, com um revestimento de betonilha com 4,5 cm totalizando 15,5 cm.

Considere o betão do tipo C 30/37 a partir do ensaio de compressão de uma amostra de carote.

O aço utilizado à época é do tipo liso.

4.3.2.1. Aço

O aço considerado e utilizado na construção, foi o preconizado no regulamento de 1918. É um aço liso, sem estrias, com um valor de tensão de rotura de 107,87 [MPa] [Figura 4-13].



Figura 4-13 Amostra de varão de aço

4.3.2.2. Betão

Foi realizado um ensaio numa carote, extraída de uma viga, na divisão A. Após o ensaio de compressão verificou-se ser da classe C 30/37 de acordo com os novos regulamentos (NP EN 1992).

A vida útil de um edifício de betão corrente é de 50 anos.

De modo a normalizar o valor obtido deve-se realizar mais ensaios sendo padrão a realização de 2. O procedimento é dado na norma NP EN 206-1.

4.3.2.3. Alvenaria de pedra

Considerou-se que a alvenaria existente nos panos exteriores e na parede meeira são iguais e com o valor de referência de 24 [KN/m³] como indicado nas Tabelas Técnicas. Considerou-se para o efeito que é um material homogéneo.

A representação da parede [Figura 4-14] descrita como portante, com espessura que varia entre 0.66m e 1.60m, sem aparelhamento é constituída por pedra calcária e argamassa.

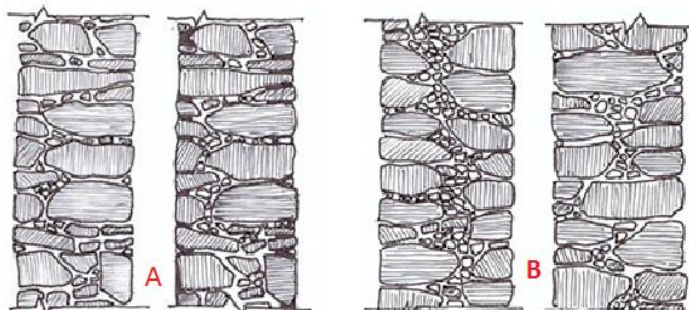


Figura 4-14 Representação de paredes de alvenaria sem aparelhamento

Observou-se, numa zona exposta da parede meeira os elementos constituintes em melhor detalhe [Figura 4-15].



Figura 4-15 Alvenaria de pedra ordinária sem aparelhamento na parede meeira

4.3.3. Elementos secundários

4.3.3.1. Alvenaria de tijolo

A parede interior de carácter de compartimentação é constituída por um pano de 0,19 m de alvenaria de tijolo. É considerado como um elemento com peso volúmico de 16 [KN/m³].



Figura 4-16 Parede de alvenaria de tijolo entre a divisória A e B

A utilização de alvenaria de tijolo também se verificou localmente na janela assim como na porta de acesso ao 1º piso da divisão C [Figura 4-17].



Figura 4-17 Aplicações de alvenaria de tijolo

4.3.3.2. Parede de tabique

A parede divisória de compartimentação na divisão A, é de fasquiado rebocado dos dois lados encontrando-se bastante deteriorada [Figura 4-18].

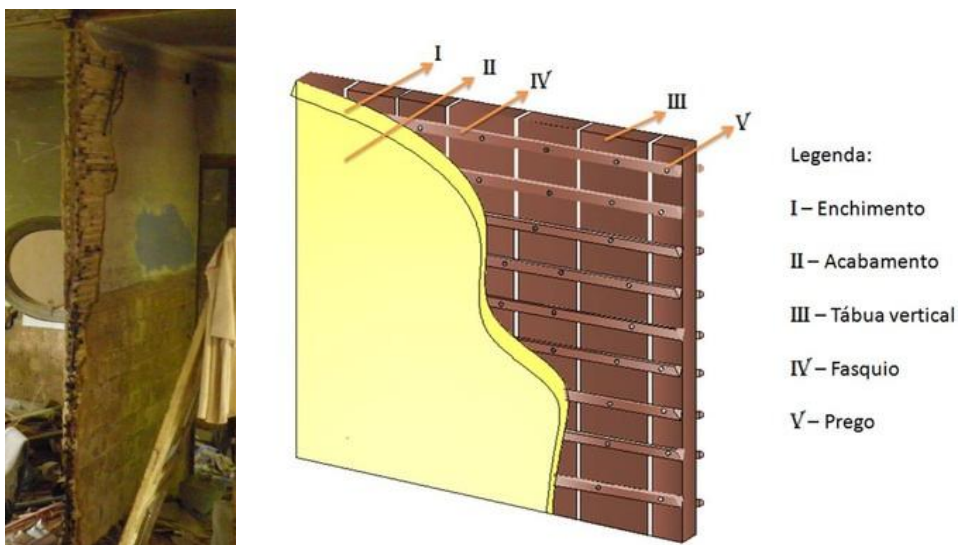


Figura 4-18 Parede divisória e representação tipo (<http://tabiquenaamtqt.blogspot.pt/>)

4.3.3.3. Tetos falsos

As divisórias A e B têm teto falso. Na divisória A serve para cobrir os elementos estruturais de betão armado [Figura 4-19]. Na divisão C encontra-se agrupada ao pavimento de madeira na face inferior.



Figura 4-19 Teto falso divisão A e divisão C

4.3.3.4. Pavimento de madeira

O pavimento de madeira [**Figura 4-20**] é composto por vigamentos de 8x20 (cm x cm) distanciados de 40cm, de orientação paralela à fachada do edifício. O pavimento é suportado, a meio vão, por uma viga metálica que assenta num cachorro de pedra.



Figura 4-20 Vista inferior e superior do pavimento de madeira

Foi possível realizar o levantamento das dimensões dos elementos de madeira assim como a distância medida entre faces das travessas de madeira [**Figura 4-21**].



Figura 4-21 Medição da distância entre faces das travessas de madeira

4.3.3.5. Guarda corpos

Estes elementos estão presentes no perímetro do terraço e no passadiço de ligação entre os jardins e o terraço [Figura 4-22]. O guarda corpos é de ferro forjado (6).



Figura 4-22 Guarda corpos do passadiço e terraço

4.3.3.6. Cantaria e frisos

A cantaria das portas e janelas é de alvenaria de pedra regular, assumindo-se de pedra calcária muito comum na zona de Lisboa (6)[Figura 4-23].



Figura 4-23 Fachada divisão B

4.3.4. Classe de exposição

A estrutura num todo pode ser sujeita a vários tipos de “ataques” quer seja pela presença de água, ataque de cloretos ou ataques químicos. Não é uniforme a classe de exposição podendo compreender zonas distintas, onde se tem classificação conforme os tipos de exposição supramencionados.

São classificadas duas zonas, zona exterior e zona interior. Adotando as classes [Tabela 27] é preconizado no Eurocódigo o respetivo recobrimento.

Tabela 27 Classe exposição do betão armado [NP EN 1992-1-1 Quadro 4.1]

Zona	Classe de exposição	Descrição
Exterior	XC2	Superfícies de betão sujeitas a longos períodos de contacto com água; Muitas fundações
Interior	XC3	Ambiente seco (Interior de edifícios com humidade média ou alta ou betão exterior protegido da chuva)

O recobrimento mínimo exigido pelo Eurocódigo é dado pela classe estrutural, S1 a S6. À classe estrutural está associado o valor indicativo do tempo de vida útil do edifício. A classe estrutural do edifício é S4, com classe de exposição de XD1 e XC3 devendo ter o recobrimento indicado na Tabela 28.

Tabela 28 Recobrimento [NP EN 1992-1-1 Quadro 4.4N]

Requisito ambiental para $C_{min,dur}$ (mm)							
Classe estrutural	Classe de exposição (quadro 4.1)						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

4.3.5. Conclusões

É um edifício térreo com pé direito que varia entre 4,22 e 6,66m. É um edifício, que devido principalmente às suas paredes portantes de alvenaria de pedra, tem um grande peso próprio e, por isso, uma elevada inércia. Tem um maior desenvolvimento na direção da fachada, eixo x, do que largura, eixo y.

Os materiais estruturais são a alvenaria de pedra nas paredes portantes e na parede meeira, o tijolo e a cobertura do terraço acessível é em betão armado.

4.4. Análise sísmica

4.4.1. Tectónica

Portugal Continental assim como os Açores e a Madeira estão, no âmbito da tectónica de placas, na placa Euro-asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar, que corresponde à fronteira entre as placas Euro-asiáticas e Africana e a Oeste pela falha dorsal Médio-Atlântica que separa as duas supra referidas e a placa Americana que se situa a Ocidente [Figura 4-24].

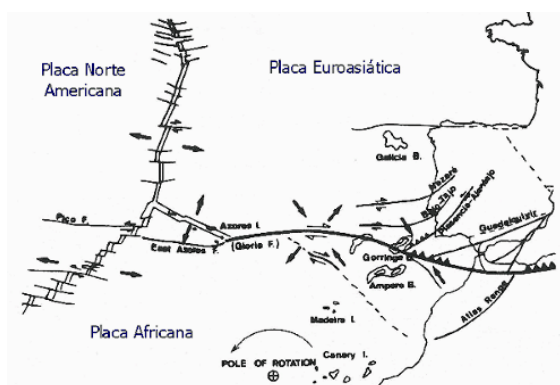


Figura 4-24 Tectónica

(<http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>)

A análise sísmica depende de vários fatores e das variadas propriedades dinâmicas que os edifícios podem apresentar. A intensidade depende da distância entre o epicentro e o local, o tipo de solo e a magnitude sísmica. O estudo através de modelos reais à escala é uma prática corrente em Países onde a atividade sísmica é recorrente e onde os prejuízos materiais e de vidas humanas são elevados **Figura 4-25**.



Figura 4-25 Ensaio dinâmico num edifício (LNEC)

4.4.2. Eventos Sísmicos relevantes em Portugal

Portugal registou vários eventos sísmicos destacando-se o sismo de 1 de Novembro de 1775 com efeitos devastadores em Lisboa e no litoral Algarvio. A reconstrução da Baixa Pombalina constitui um marco dessa época.

Verificou-se que existiram outros sismos relevantes em Portugal como:

- Sismo de 26 de Janeiro de 1531 em Portugal Continental e zona de Lisboa;
- Sismo de 11 de Novembro de 1858 com danos na zona de Setúbal;
- Sismo de 23 de Abril de 1909 com epicentro em Benavente, onde fez mais danos;
- Sismo de 1 de Janeiro de 1980 em Angra do Heroísmo (sismo da Terceira) com danos avultados danificando metade das habitações existentes e o colapso de cerca de 5000, essencialmente, edifícios de um e dois pisos em alvenaria de pedra (20) [Figura 4-26].



Figura 4-26 Sismo de 1980, Angra do Heroísmo, Rua da Rocha.

A preocupação com os efeitos dos sismos é marcada pela época Pombalina após o grande sismo de 1775. Novas medidas foram impostas e a consideração do efeito sísmico nas estruturas passou a ser considerada no faseamento construtivo e conceção estrutural [Figura 4-27].



Figura 4-27 Parede na Baixa de Lisboa e modelo da gaiola pombalina (ex-LNEC)

4.4.3. Carta de Vulnerabilidade Sísmica dos Solos

O solo tem especial importância no efeito que a estrutura sofre podendo-se relacionar o grau com a sua tipologia [Figura 4-28]:

- Muito Alta (formações aluvionares lodosas, arenosas e areno argilosas / aterros);
- Alta (formações predominantemente arenosas consolidadas / solos incoerentes compactos);
- Média (formações argilosas consolidadas, rochas de baixa resistência / solos coerentes rijos, rochas brandas);
- Baixa (formações rochosas / rochas de resistência média a elevada).

A zona onde o edifício se encontra é caracterizada por ter uma camada de aterro (At) e inferiormente uma camada miocénica. Uma vez que as fundações são do tipo semidirecta, assim como as recomendações do estudo geológico e geotécnico recomendam que seja fundada na camada miocénica (solo tipo – B) o grau de vulnerabilidade é considerado médio.

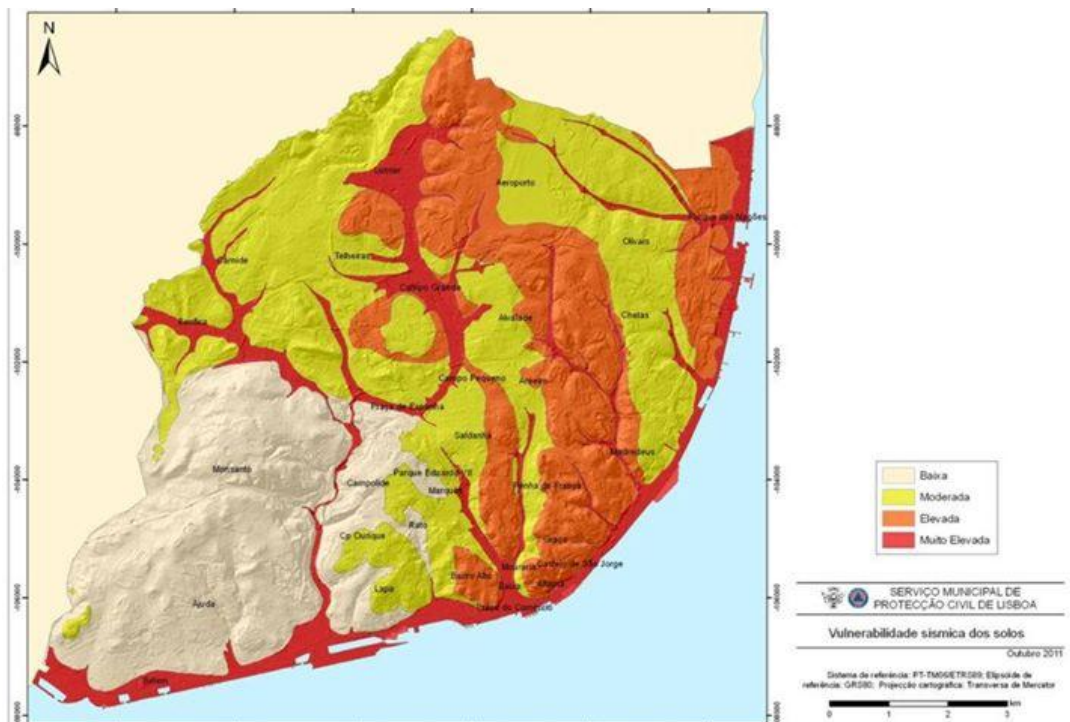


Figura 4-28 Carta vulnerabilidade sísmica dos solos Lisboa – Serviço Proteção Civil de Lisboa 2011

(fonte: mbasic.facebook.com)

4.4.4. Comportamento de edifícios de alvenaria

Os edifícios de alvenaria, apesar de pequeno porte, podem sofrer grandes danos, após um evento sísmico. Os danos incidem normalmente nas paredes de alvenaria com a desagregação das mesmas e, geralmente, perpendiculares ao seu plano. Este efeito causa a queda de destroços para o interior e para o exterior deixando de ter capacidade de sustentar a cobertura resultando também no seu colapso.

Os edifícios de alvenaria são de grande rigidez e quando ocorre um evento sísmico a capacidade das paredes transmitirem a sua força de inércia às fundações é determinante no colapso da estrutura. A força de inércia é proporcional à massa. A solicitação na estrutura é acrescida à força transmitida pelo pavimento e cobertura.

Os danos associados à ação sísmica nos edifícios de alvenaria são a desagregação das alvenarias devido à aceleração na base (21).

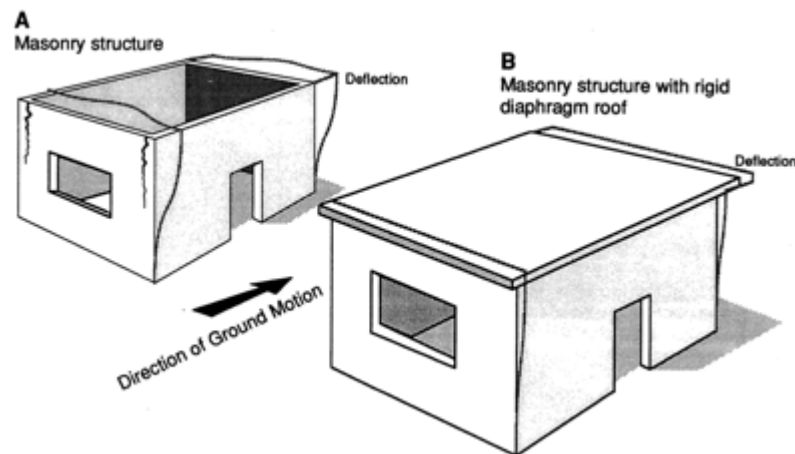


Figura 4-29 Resposta de um edifício de alvenaria de um piso com aparecimento de fendas na parede transversal ao movimento (www-ext.lnec.pt).

4.4.5. Idealização da estrutura

O edifício em estudo é antigo e já ultrapassou a data de vida útil do mesmo. Será no entanto relevante averiguar quais os critérios segundo o Eurocódigo 8 que são cumpridos. Este estudo tem maior importância na análise sísmica e na compreensão dos problemas que vai apresentar aquando a ocorrência de um evento sísmico. Não se espera que cumpra todos os requisitos exigidos, uma vez que a análise sísmica e o seu tratamento na construção de edifícios não eram ainda exigidos na data de construção, apesar dos eventos sísmicos não serem um fenómeno novo e de existirem métodos construtivos, no caso de edifícios Pombalinos, que têm em consideração a ação sísmica.

A grande alteração na estrutura do caso prático foi de 1912, com modificação da cobertura de duas águas para terraço acessível, com a inclusão de uma laje vigada de betão armado, permanecendo as paredes de alvenaria de pedra com maior antiguidade sendo essa data a referência para a análise.

Segundo o Eurocódigo 8, os critérios de conceção são (22):

- Simplicidade estrutural
- Uniformidade, simetria e redundância
- Resistência e Rigidez nas duas direções
- Ação de diafragma ao nível dos pisos
- Fundação adequada

Ligação entre elementos

Uma boa ligação entre os elementos resistentes de uma estrutura, é muito importante para uma melhor distribuição de esforços para além de resultar em maior ductilidade da estrutura, o facto de a estrutura poder funcionar como um todo garante uma maior resistência que a soma das resistências dos elementos considerados isoladamente.

A ortogonalidade não se verifica em vários panos da parede.

Simplicidade Estrutural

É importante assegurar a previsibilidade do comportamento da estrutura e a compreensão na transmissão de forças sísmicas. Uma configuração complexa é de difícil previsibilidade nos mecanismos de distribuição de esforços numa resposta sísmica.

O edifício aparenta uma configuração simples constituída por paredes portantes e uma laje vigada contínua em todo o edifício.

Uniformidade, Simetria e redundância

A **redundância** está relacionada com o número de ligações que a estrutura tem a mais do que as necessárias para equilibrar as cargas aplicadas. Quanto maior o grau maior é o potencial de redistribuição de esforços (23).

O edifício é constituído por paredes portantes.

A **uniformidade** é dada pela continuidade de elementos, sem variações nas cotas ou existência de reentrâncias que causem o fenómeno de entrechoque, que ocorre quando existem resistências diferentes nos elementos e usualmente quando se têm edifícios juntos com laje a cotas diferentes. A uniformidade entre a rigidez e massa é também um fator preponderante, na diminuição do efeito de torção.

O edifício apesar de ter a cobertura em terraço contínuo, tem o piso térreo com diferentes cotas dado a topografia do terreno. Poderá levantar problemas de entrechoque entre o pavimento e as paredes. Existem também reentrâncias entre panos da parede o que pode causar zonas críticas onde haverá concentração de tensões.

O edifício tem paredes com direções diferentes e sem uma clara simetria.

Resistência e Rigidez nas duas direções

O sismo atua em três direções considerando-se as principais na direção X e Y e em menor escala na direção Z.

O caso de estudo tem maior comprimento na frente que largura. A frente tem 36m enquanto a largura num lado é de 8m e noutra de 12m. É expectável haver maior rigidez, na direção de maior desenvolvimento, sendo condicionante a análise sísmica na direção de menor rigidez.

Resistência e rigidez à torção

A rigidez global à torção é tanto mais relevante quanto a distância entre o centro de massa e o centro de rigidez. Mais concretamente os deslocamentos devido a torções são maiores quanto maior for a distância entre o centro de massa do edifício e o seu centro de rigidez.

A ação sísmica tem um efeito penalizador nos elementos mais afastados do centro de rotação, dado pelo efeito da torção. É vantajosa a utilização de contraventamento nas periferias de edifícios para minimizar o efeito da torção.

Ação de diafragma ao nível dos pisos

O efeito de diafragma das lajes de piso é fundamental para o comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente pela transmissão das forças horizontais de inércia para o sistema de contraventamento adotado. Deve verificar-se a ligação entre o diafragma e os elementos verticais.

No caso prático considerou-se o efeito de diafragma ao nível do pavimento de cobertura.

Fundação adequada

O estudo geológico e geotécnico realizado permitiu observar onde se deve fundar a fundação e sua tipologia, direta ou indireta, e verificou-se que houve a preocupação de ter uma fundação semidirecta evitando a camada superficial caracterizada como de aterro, imprópria para a fundação. Pode considerar-se como tendo uma fundação adequada uma vez que o edifício tem mais de 100 anos.

4.4.6. Regularidade em Planta

A Regularidade em Planta é verificada se os pressupostos no **NP EN 1998-1 2010 § 4.2.3.2** forem cumpridos.

- (1) *Satisfazer todas as condições nos parágrafos seguintes;*
- (2) *No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;*
- (3) *A configuração da planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esse recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha convexa que os envolve não é superior a 5% da área do piso;*
- (4) *A rigidez no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido. Para efeitos do comportamento global do edifício, deverá ser considerada a aplicação deste parágrafo;*
- (5) *A esbelteza $\lambda = L_{max}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{max} e L_{min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.*
- (6) *A cada nível e para cada direção de cálculo x e y, a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direção de cálculo y:*

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_x$$

e_{0x} *Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;*

r_x *Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de tração”);*

l_x *Raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).*

- (7) *Em edifícios de um só piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. O raio de torção r é definido como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral e a rigidez lateral global numa direção, tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direção.*
- (8) *Nos edifícios com vários pisos, só são possíveis definições aproximadas do centro de rigidez e do raio de torção. Para a classificação da regularidade estrutural em planta e para a análise aproximada dos efeitos de torção, é possível uma definição simplificada se forem satisfeitas as duas condições seguintes:*
- a. Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;*
 - b. As deformações de cada sistema devidas a cargas horizontais não são muito diferentes. Esta condição poderá considerar-se satisfeita no caso de sistemas porticados e de sistemas de paredes. Em geral, esta condição não é satisfeita nos sistemas mistos.*
- (9) *Em pórticos e em sistemas de paredes esbeltas onde a deformação predominante é devida à flexão, a posição do centro de rigidez e do raio de torção de todos os pisos pode ser calculado em função dos momentos de inércia das secções dos elementos verticais. Se a deformação por corte for relevante pode-se utilizar um momento de inércia equivalente da secção para ter em conta esse efeito.*

A verificação da proximidade entre o centro de massa (CM) e centro de rigidez (CR) permite determinar o efeito de torção que é mais condicionante quanto maior a distância do elemento estrutural em relação ao centro de massa do edifício.

Calculou-se o centro de massa do piso considerando todos os elementos estruturais através da expressão (4.14).

$$CM_i = \frac{x}{n} \quad i(x,y); \quad (4.14)$$

O centro de rigidez é dado pela expressão (4.15) e é considerado o ponto onde uma força horizontal gera apenas translação.

$$CR_i = \frac{\sum x \times I_i}{I_i} \quad i(x,y); \quad (4.15)$$

A verificação das reentrâncias é visível na planta [Figura 4-30]. Verificam-se reentrâncias na zona entre os panos das paredes da secção B e C. É de salientar que as “casas” eram separadas exatamente entre a secção B e C.

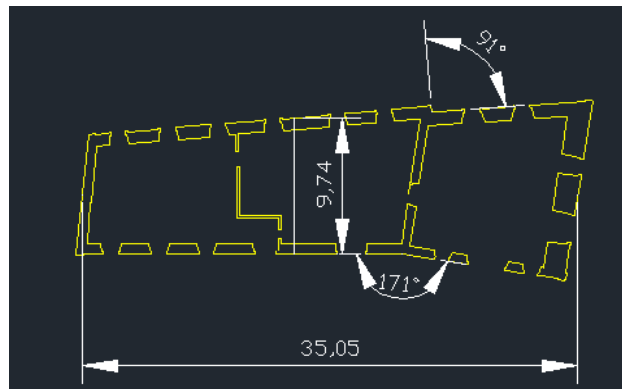


Figura 4-30 Planta simplificada - distâncias ortogonais

Verifica-se que a esbelteza (ponto 5) fica dentro do parâmetro exigido pelo Eurocódigo, expressão (4.16).

$$\lambda = \frac{l_{\max}}{l_{\min}} \cong 3,6 < 4 \quad (4.16)$$

A localização do centro de massa e centro de rigidez [Figura 4-31].

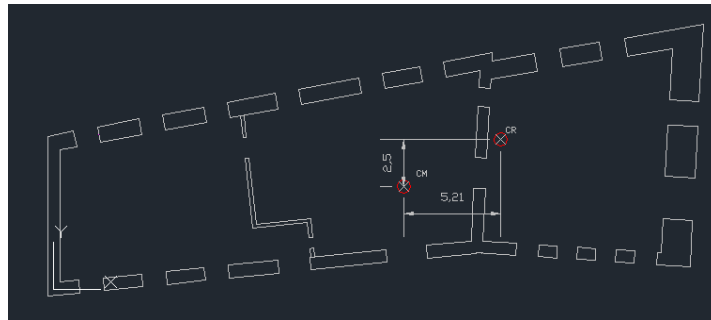


Figura 4-31 Planta Edifício com identificação CM e CR

A excentricidade estrutural absoluta entre os centros foi obtida pela expressão (4.17).

$$e_i = |CM_i - CR_i| \quad i(x,y); \quad (4.17)$$

A torção na direção considerada é calculado por (4.18).

$$R_x = \frac{\prod x^2 * I_x + \prod y^2 * I_y}{I_x} ; \quad (4.18)$$

Os resultados obtidos, [Tabela 29], permitem fazer a verificação à proximidade entre o centro de massa e o centro de rigidez, permitindo verificar se a estrutura afetada pelo sismo, terá grandes momentos de torção. O Eurocódigo 8 estipula que a excentricidade não deve ultrapassar 30% da torção dos elementos considerados.

Tabela 29 Centro massa, rigidez, excentricidade e torção

	CM [m]	CR [m]	e_i	R_i	$0,30 R_i$	$e_i \leq 0,30 R_i$	EC 8
Eixo x	18,79	24,00	5,21	26,19	7,86	$5,21 \leq 7,86$	Verifica
Eixo y	5,50	8,20	2,70	9,28	2,78	$2,70 \leq 2,78$	Verifica

e_{0x} distância entre o CR e o CM, medida segundo x.

r_x raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção lateral na direção y (“ raio de torção”), podendo estimar-se pela expressão (4.19).

$$r_x \geq l_s \quad (4.19)$$

4.4.7. Regularidade em altura

O edifício tem regularidade em altura, segundo o regulamento **EC-8 4.2.3.3** se cumprir:

1. *O seu sistema de resistência lateral seja contínuo desde a fundação até ao topo do edifício.*
2. *A massa e a rigidez lateral de cada piso forem constantes ou com decréscimo gradual, com continuidade da base até ao topo, sem grandes variações.*
3. *Variação grande entre rácio de resistência verificada e exigida em edifícios considerados como pórtico.*
4. *O recuo, a existir, fique nos limites apresentados [Figura 4-32].*

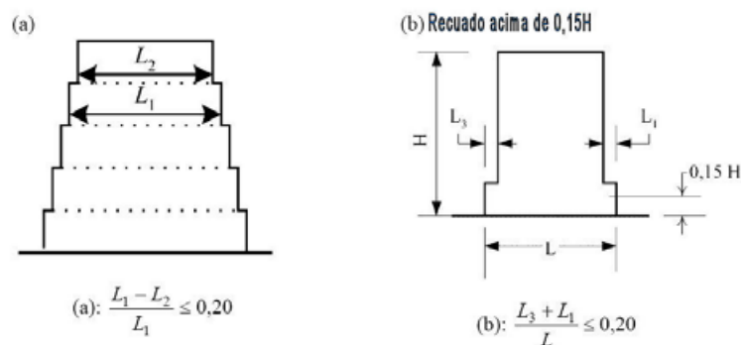


Figura 4-32 Parâmetros de regularidade em altura

O Edifício é de rés-do-chão e cobertura acessível sem desenvolvimento em altura. Existe um maior desenvolvimento da fundação no lado do jardim Botânico devido ao desnível existente. A espessura das paredes é constante em altura, havendo no entanto um aumento gradual nas fundações [Figura 4-33]. Não se pode considerar regular

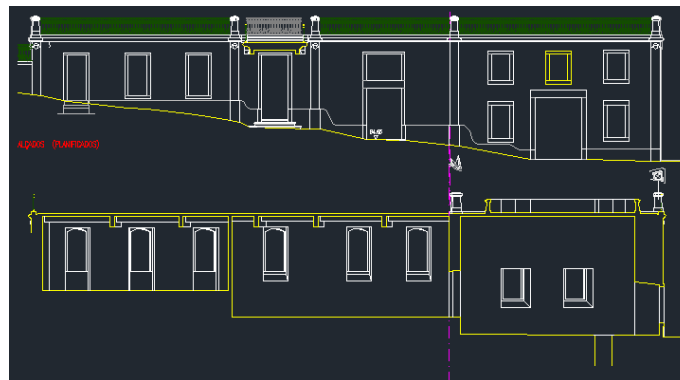


Figura 4-33 Alçados Planificados edifício – Frontal e corte

A partir da verificação da regularidade em planta e perfil é possível fazer simplificações, verificadas as condições.

O caso prático foi feito com um modelo espacial (3D) recorrendo ao programa SAP2000© [Tabela 30]. Pode adotar-se, na análise elástica linear, o método das forças laterais.

Tabela 30 Simplificações (EC-8)

Regularidade		Simplificação		Coefficiente Comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise Elástica linear	Análise linear
Sim	Sim	Plano	Forças Laterais	Valor de Referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor Reduzido
Não	Sim	Espacial	Forças Laterais	Valor de Referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor Reduzido

4.4.8. Eurocódigo Estrutural 8 – EN1998-1

Nas construções devem ser consideradas as recomendações prescritas no EC8 de modo a que:

- As vidas humanas estejam protegidas;
- Os danos sejam limitados;
- As instalações de superior interesse sejam mantidas operacionais.

O Eurocódigo tem também algumas considerações sobre as exigências de não colapso e de limitação de danos (EC8-1):

- Exigência de não colapso:
 - Ação sísmica de projeto “ design seismic action”;
 - 10% Probabilidade em 50 anos;
 - Período de retorno de 475 anos.
- Exigência de limitação de danos:
 - Ação sísmica de serviço;
 - 10% Probabilidade em 10 anos;
 - Período de retorno de 95 anos.

Conforme a classe de importância do edifício é considerado um coeficiente de importância [**Tabela 31**].

Tabela 31 Classe de Importância – Edifício de serviço/habitação (Quadro 4.3 EC-8)

Classe	Coeficiente de Importância- γ_I	Período de retorno
Classe I	0,5	243
Classe II	1	475
Classe III	1,2	821
Classe IV	1,4	1303

Edifícios comuns, não pertencente a outras classes de edifícios correntes adota-se $\gamma_I = 1,0$ como o caso pratico onde se prevê ser utilizado para habitação.

No caso de permanecer como cavalariças a classe seria $\gamma_I = 0,5$

Associado à classe de edifício são estabelecidas as classes de consequência [**Tabela 32**].

Tabela 32 Classe de consequência (EN 1990:2002 Anexo B Quadro B.1)

Classe de consequência	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
CC3	Consequência elevada em termos de perdas de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes	Bancadas, edifícios públicos em que as consequências do colapso são elevadas (por exemplo, uma sala de concertos)
CC2	Consequência média em termos de perda vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais mediamente importantes	Edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências do colapso são médias (por exemplo, um edifício de escritórios)
CC1	Consequência baixa em termos de perda vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis	Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas (por exemplo, armazéns, estufas, cavalariças e garagens)

O edifício atualmente descrito como cavalariças tem classe de consequência CC1. Futuramente destina-se a zona residencial, com classe de consequência CC2, descrito como consequência média.

O Eurocódigo Estrutural (EN 1998) considera dois tipos de ação sísmica, ação do tipo 1 e ação do tipo 2, conforme se trata de sismo afastado e de grande magnitude ou próximo e de baixa magnitude respetivamente.

O anexo Nacional contém a seguinte nota explicativa (EN 1998 NA.4.2b, p.216):

“A necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de ação sísmica decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar Portugal:

-Um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Ação sísmica Tipo 1;

-Um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e que corresponde à ação sísmica Tipo 2”

O sismo tipo 1 (mais distante e de maior magnitude) é rico em baixas frequências e o sismo tipo 2 (mais próximo e de menor magnitude) é rico em altas frequências. Daí que, para uma estrutura particular não se sabe à partida qual o tipo de sismo condicionante.

Estruturas rígidas (frequências mais altas) tendem a ser mais penalizadas pelo sismo tipo 2 e estruturas flexíveis pelo sismo tipo 1.

O valor da aceleração a_g [cm/s²] é dado pela zona no continente, e tipo de sismo considerado (1 ou 2) **Tabela 33**. O Edifício em estudo encontra-se no concelho de Lisboa.

A variável principal que serve de base à quantificação da ação sísmica é a aceleração máxima (aceleração de pico) observada à superfície do terreno. O valor da aceleração corresponde a uma probabilidade de 10% de ser excedida em 50 anos, em terreno rochoso (terreno tipo A), é representado por a_{gR} (aceleração de referência).

Tabela 33 Quadro NA.I Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) (EC8)

Ação sísmica tipo 1 (afastado /interplacas)		Ação sísmica tipo 2 (próximo/intraplaca)	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

O evento sísmico em Portugal continental é identificado na **Figura 4-34**.

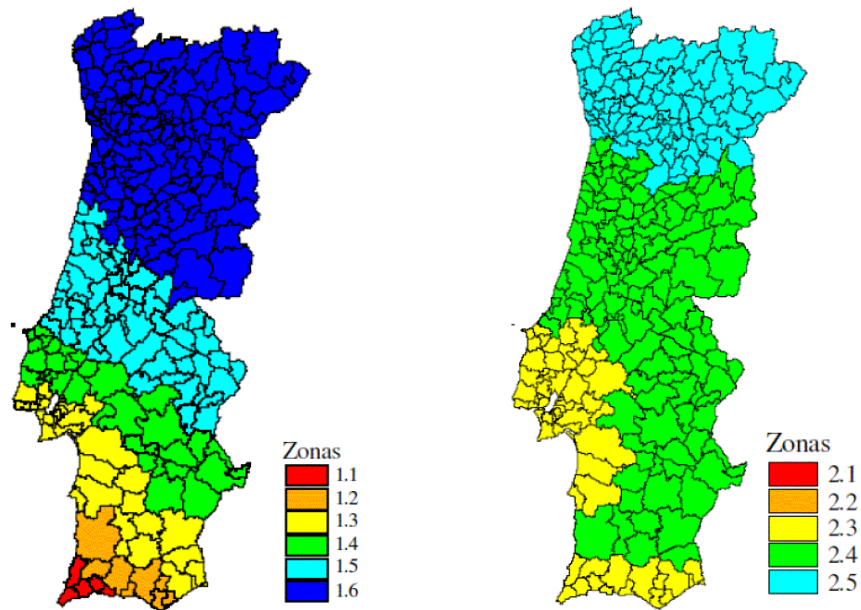


Figura 4-34 Zonas sismo tipo 1 e sismo tipo 2

A partir da caracterização da região tira-se a zona e a aceleração correspondente [**Tabela 34**].

Tabela 34 Zona de Lisboa

Sismicidade	AS	Zona	a_{gR} [m/s ²]	Intensidade (Housner)
Afastada	Tipo 1	1.3	1,50	60 [cm]
Próxima	Tipo 2	2.3	1,70	20 [cm]

O valor de cálculo a_g é determinado pela expressão:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (4.20)$$

com:

a_{gR} - Aceleração de pico de referência no solo;

γ - Coeficiente de importância da estrutura.

Sendo o coeficiente γ unitário resulta:

$$a_g = a_{gR} \quad (4.21)$$

Período de retorno de 475 anos (10% probabilidade em 50 anos) **Tabela 35.**

Tabela 35 Coeficiente de importância γ

Classe de Importância	Valor EN 1998-1	Período de Retorno T_L	AS1	AS2	
			K=1,5	K=2,5 continente	K=3,6 Açores
I	0,8	243	0,65	0,75	0,85
II	1,0	475	1,00	1,00	1,00
III	1,2	821	1,45	1,25	1,15
IV	1,4	1303	1,55	1,50	1,35

*Valor de cálculo da aceleração à superfície em terreno tipo A

4.4.9. Conclusões

Na análise da estrutura segundo a idealização preconizada no Eurocódigo (EC8-1) verificou-se o exposto na **Tabela 36**.

Tabela 36 Idealização da estrutura - Verificação

Tipologia	Verificação
Ligação entre elementos	Não se observaram problemas nas ligações
Simplicidade Estrutural	É um edifício irregular.
Uniformidade, Simetria e redundância	Não é uniforme uma vez que está numa zona em socalcos. Pode considerar-se simétrico existindo no entanto reentrâncias.
Resistência e Rigidez nas duas direções	O edifício pode considerar-se retângular com maior rigidez na direção x.
Resistência e rigidez à torção	Existe maior rigidez à torção numa direção
Ação de diafragma ao nível dos pisos	Existe apenas a cobertura, em laje vigada pode considerar-se que existe esse efeito
Fundação adequada	O estudo geológico recomenda a utilização de fundações indirectas existindo no entanto semidirectas.

Quanto à regularidade horizontal, verificou-se que não cumpre todos os requisitos. Em altura existem irregularidades devido à topografia do terreno e ao grande desnível existente em relação ao jardim Botânico.

O comportamento da estrutura à ação sísmica será condicionado por:

- Ligação entre elementos, nomeadamente entre as paredes de alvenaria e a laje vigada de betão armado. Uma ligação deficiente anulará os benefícios das paredes transversais e da sua ação de contraventamento podendo causar o colapso das paredes transversais.
- Se a rigidez dos pisos e coberturas anularem o efeito diafragma anulando ou diminuindo a transmissão das forças de inércia às paredes resistentes.
- Falta de manutenção com o aparecimento de anomalias que diminuam a capacidade resistente dos elementos estruturais. Alterações à disposição da estrutura sem se acautelarem os efeitos causados.

5. Análise dos Resultados

Foram consideradas na análise sísmica duas funções, expressas por $S1_{TI_A5}$ e $S2_{TI_A5}$, referentes aos dois tipos de sismo. As características são apresentadas na **Tabela 37**.

Tabela 37 Descrição das funções

Sismo tipo	Terreno tipo	Amortecimento viscoso
I	1 (solo B)	5%
II	1 (solo B)	5%

É de referir que o terreno tipo 1, referente à nomenclatura do RSA é equivalente ao terreno tipo B exposto no novo Eurocódigo.

A análise incidu no efeito das solicitações nas vigas e laje de betão armado e nas paredes de alvenaria (**Figura 5-1**).

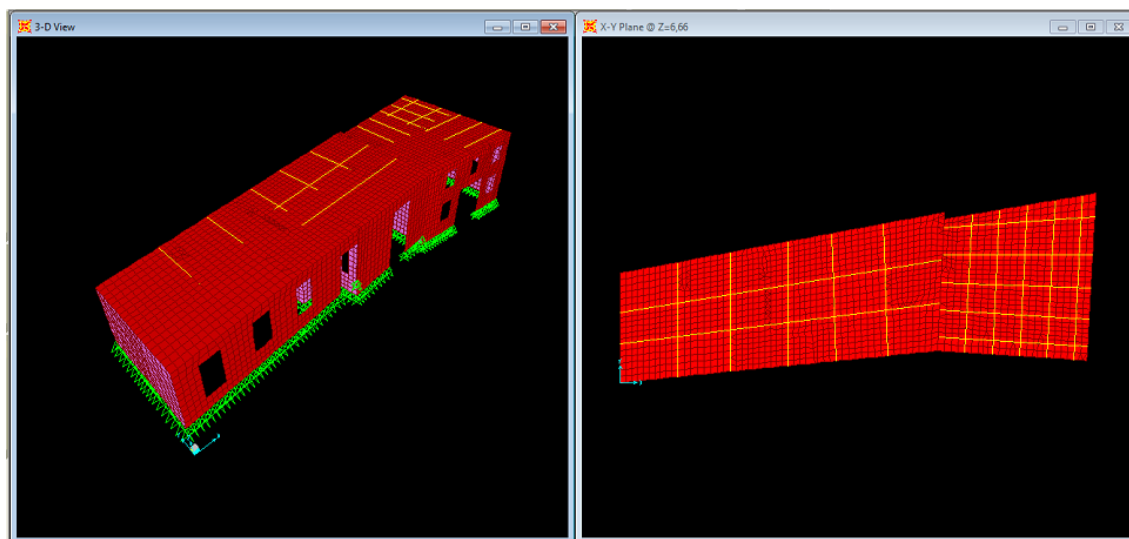


Figura 5-1 Modelo em SAP2000

5.1. Análise Modal

5.1.1. Modos de vibração

Foi considerado na análise modal com $n=50$ modos de vibração utilizando vetores Ritz.

A análise da estrutura utilizando vetores Ritz tem resultados mais precisos (Wilson, Yuan, e Dickens, 1982). A sua utilização tem em conta a distribuição espacial das cargas dinâmicas.

O Modo fundamental, primeiro modo de vibração, tem uma frequência própria de 2,74 [Hz]. Este valor apesar de elevado traduz a grande inércia da estrutura quando solicitada por uma aceleração de base. Os doze primeiros modos de vibração são os apresentados na **Tabela 38**.

Tabela 38 Análise modal para os 12 primeiros modos de vibração

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Frequência angular [rad/seg.]	Eigenvalue [rad ² /seg ²]
1	0,365	2,739	17,211	296,210
2	0,315	3,170	19,921	396,830
3	0,303	3,298	20,720	429,330
4	0,274	3,651	22,941	526,300
5	0,252	3,970	24,942	622,090
6	0,241	4,155	26,109	681,690
7	0,229	4,359	27,386	750,020
8	0,216	4,627	29,075	845,340
9	0,213	4,692	29,481	869,140
10	0,202	4,962	31,179	972,130
11	0,186	5,370	33,741	1138,500
12	0,184	5,445	34,211	1170,400

Verificou-se que era garantida uma participação superior a 90% segundo o exposto no Eurocódigo 8 [Tabela 39].

Tabela 39 Participação estática e dinâmica

Direção	Estática (%)	Dinâmica (%)
UX	100	99,721
UY	100	99,727
UZ	100	98,833

Foi registado o tipo de movimento observado no modelo de SAP2000 [Tabela 40].

Tabela 40 Movimento nos seis (6) primeiros modos de vibração

Modo	Movimento
1º	Torção em Z
2º	Translação global segundo y
3º	Translação global segundo x e y
4º	Translação global em x
5º	Rotação
6º	Translação local na divisão B

É visível pela deformada da estrutura [**Figura 5-2**] o primeiro modo de vibração caracterizado por um movimento de translação na direção y ($f=2,74$ Hz), como seria de esperar, devido à maior rigidez na direção perpendicular, direção x.

O segundo modo de vibração ($f=3,17$ Hz) é um movimento de translação na direção y.

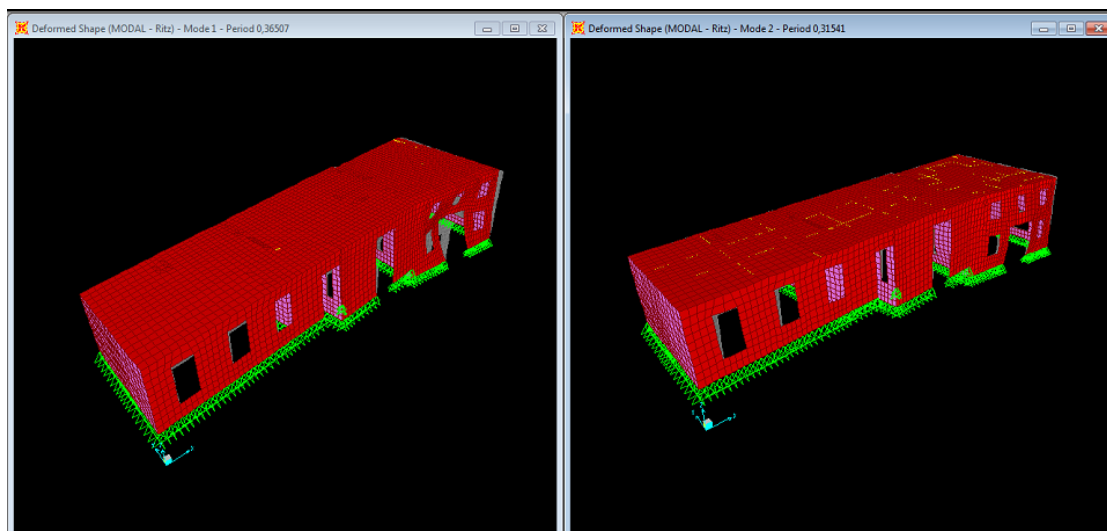


Figura 5-2 Modo de vibração 1 ($f=2,74$ Hz) e 2 ($f=3,17$ Hz)

A deformada do terceiro modo de vibração [Figura 5-3] retrata o movimento de translação em x e y (diagonal) com uma frequência de 3.29 [Hz].

A deformada do quarto modo de vibração é uma translação global em x com frequência de 3.65 [Hz].

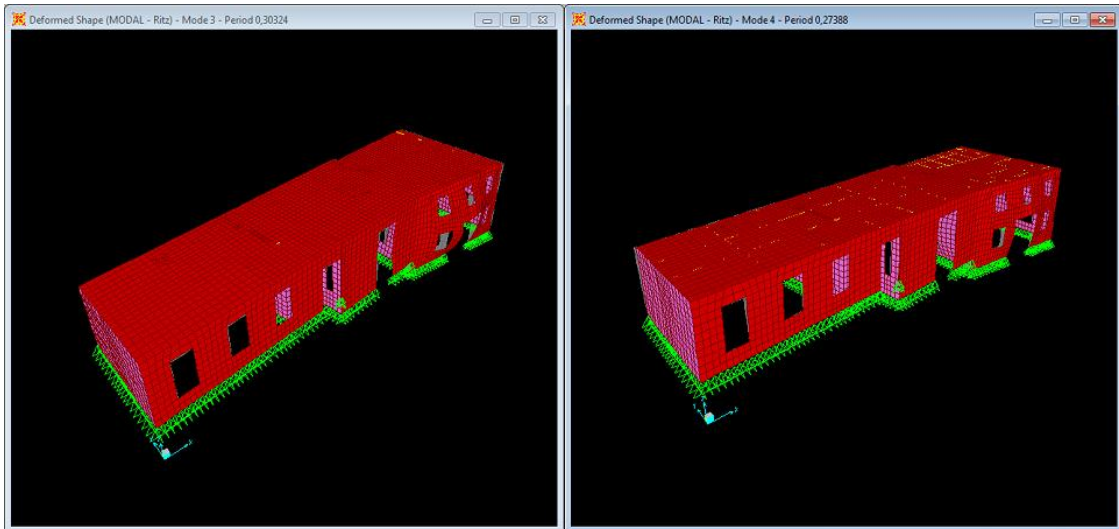


Figura 5-3 Modo de vibração 3 ($f=3.29$ HZ) e 4 ($f=3.65$ Hz)

Verificou-se que apenas no quinto modo de vibração ocorreu rotação [Figura 5-4] com uma frequência de 3,97 [Hz]. O sexto modo tem de frequência 4,16 [Hz].

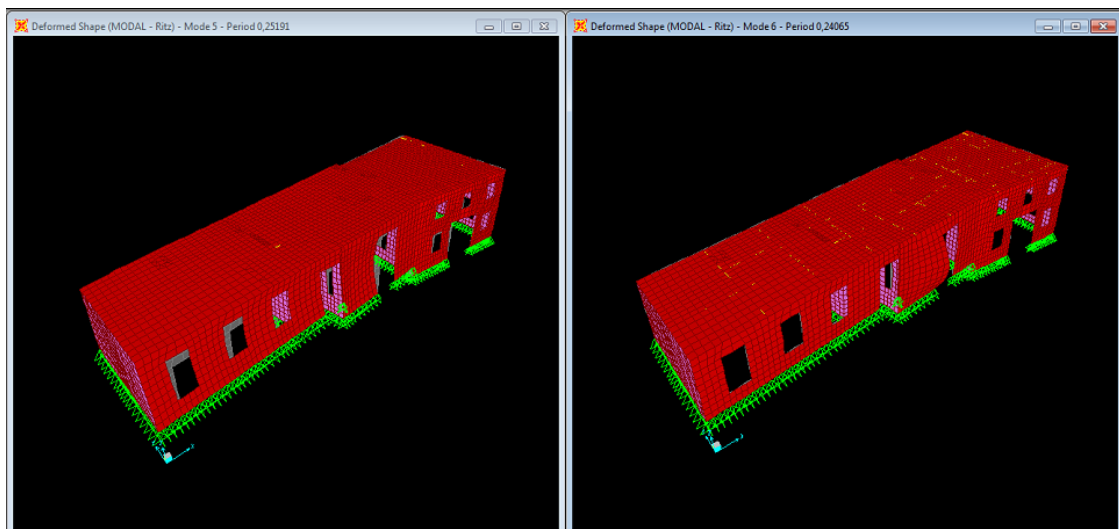


Figura 5-4 Modo de vibração 5 ($f=3.97$ Hz) e 6 ($f=4.16$ Hz)

O sistema colorimétrico indica quais as zonas mais excitadas no modo 1 e 2 [**Figura 5-5**]. No primeiro modo com translação em Y a zona da parede frontal divisão C é a mais afetada. No segundo modo de vibração verifica-se que sendo um movimento de translação em X a parede meeira é a mais solicitada. De focar que sendo o pé-direito maior na divisão C terá maior amplitude de movimento.

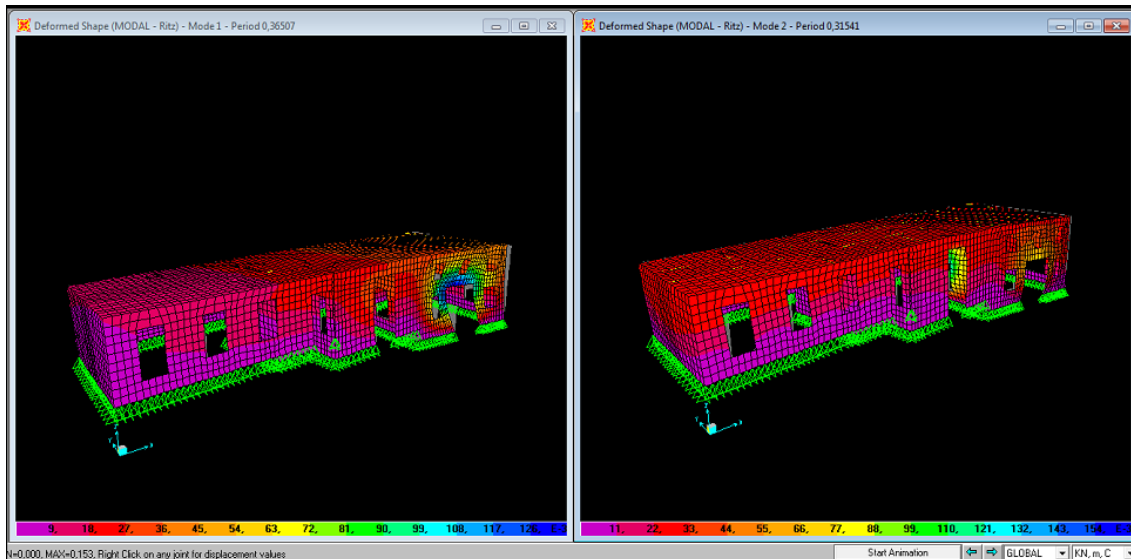


Figura 5-5 Modo de vibração 1 e 2 – magnitude SAP2000

O modo de vibração 3 é similar ao fundamental, também com maior foco na divisão C, e zona da parede frontal [**Figura 5-6**]. O modo 4 é de translação em ambos os sentidos observando-se quer nos panos exteriores quer na parede meeira.

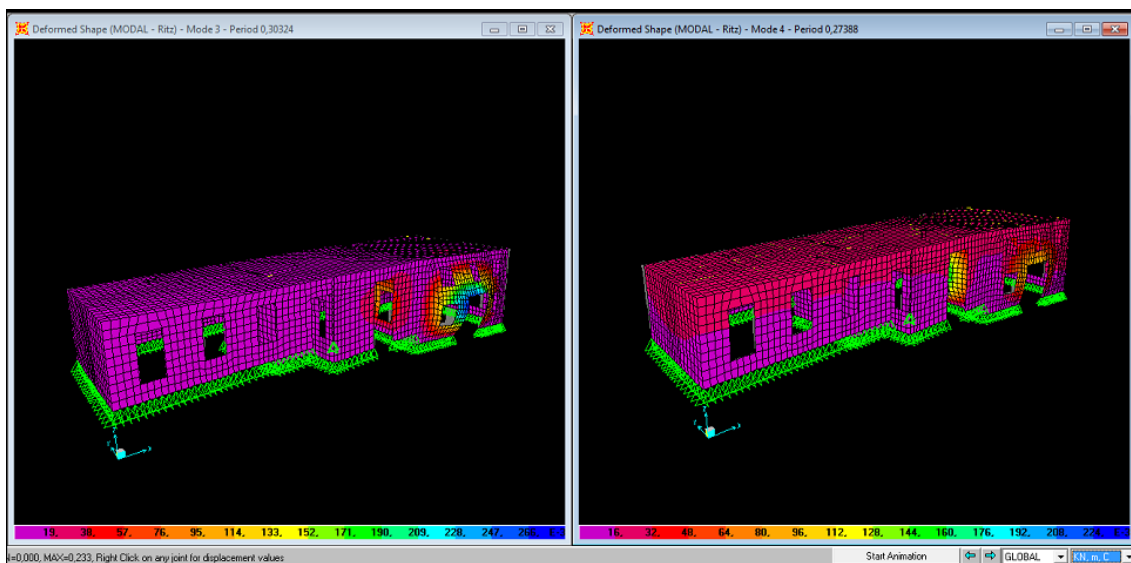


Figura 5-6 Modo de vibração 3 e 4 – magnitude SAP2000

O modo de vibração é global com maior incidência na divisão A e B. O sexto modo é local focando-se na divisão B [Figura 5-7].

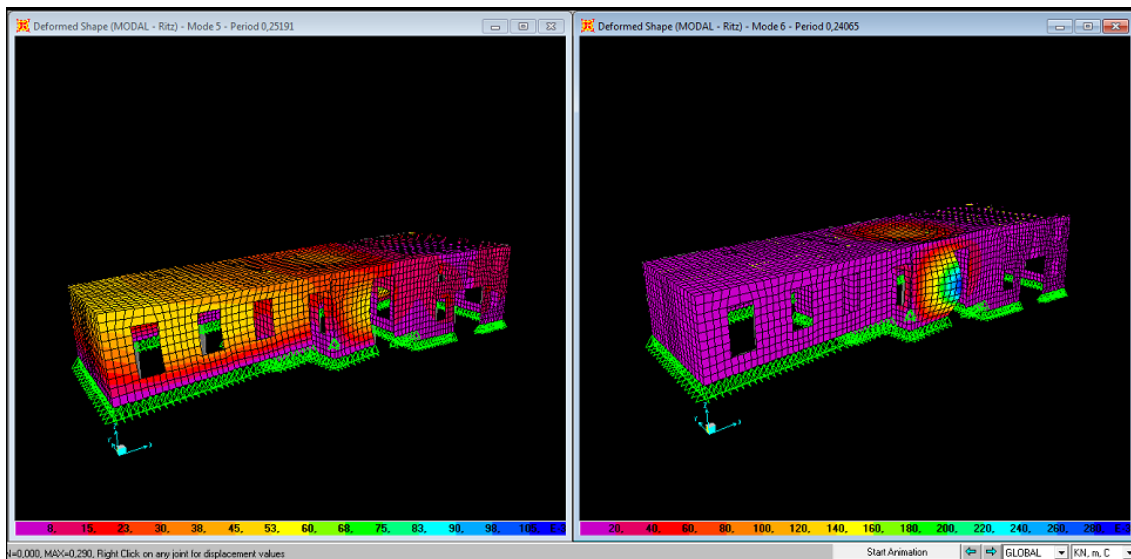


Figura 5-7 Modo de vibração 5 e 6 - magnitude SAP2000

A partir dos resultados compilou-se a Tabela 41.

Tabela 41 Deslocamentos máximos

Modo vibração	f [Hz]	Deslocamento máximo [m]	Zona
1	2.74	0,135	Fachada frontal divisão C
2	3.17	0,153	Parede meeira
3	3.30	0,273	Fachada frontal divisão C
4	3.65	0,233	Parede meeira
5	3.90	0,112	Fachada tardoz divisão B
6	4.16	0,290	Fachada frontal divisão B

A partir dos dados obtidos conclui-se que as zonas mais solicitadas vão ser as fachadas na divisão B e C assim como a parede meeira. Considerando que existe de fato um piso intermédio na divisão C, bastante deteriorado para a sua contabilização, a solicitação em condições ideais será menor. Existe uma menor altura sem qualquer tipo de travamento horizontal.

5.1.2. Participação modal

Na análise à participação modal, verificou-se que na direção x a mesma ultrapassa 81% nos seis primeiros modos, cumulativamente. Na direção y verifica-se o mesmo com 82,5% enquanto em z a percentagem nos seis primeiros modos é residual, com apenas de 1,3% [Tabela 42].

O valor da participação modal de torção no primeiro modo de vibração quer em Z (Rz), quer em menor grau em x (Rx) são elevados, com 75% e 18% respetivamente.

Tabela 42 Fatores de participação de massa

Modo	Período [s]	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz	Rx	Ry	Rz	Sum Rx	Sum Ry	Sum Rz
1	0,365	0,032	0,655	0,000	0,032	0,655	0,000	0,182	0,003	0,755	0,182	0,003	0,755
2	0,315	0,643	0,008	0,001	0,675	0,663	0,001	0,004	0,036	0,007	0,186	0,039	0,762
3	0,303	0,001	0,071	0,000	0,676	0,734	0,001	0,033	0,000	0,060	0,219	0,039	0,822
4	0,274	0,127	0,012	0,002	0,803	0,746	0,003	0,011	0,021	0,001	0,230	0,060	0,823
5	0,252	0,006	0,072	0,000	0,809	0,818	0,004	0,033	0,001	0,010	0,264	0,061	0,833
6	0,241	0,002	0,007	0,009	0,811	0,825	0,013	0,000	0,004	0,001	0,264	0,065	0,833
7	0,229	0,000	0,008	0,006	0,811	0,833	0,019	0,004	0,009	0,010	0,268	0,074	0,843
8	0,216	0,002	0,013	0,004	0,813	0,846	0,023	0,009	0,002	0,001	0,276	0,076	0,844
9	0,213	0,000	0,000	0,001	0,813	0,847	0,024	0,001	0,002	0,003	0,277	0,077	0,847
10	0,202	0,000	0,000	0,001	0,814	0,847	0,025	0,001	0,001	0,000	0,278	0,079	0,847
11	0,186	0,003	0,000	0,095	0,816	0,847	0,120	0,051	0,069	0,001	0,328	0,148	0,848
12	0,184	0,000	0,000	0,000	0,816	0,847	0,121	0,000	0,000	0,000	0,329	0,148	0,848

5.2. Reações na base

Na análise realizada pode verificar-se a força de corte basal na estrutura [Tabela 43] considerando a combinação condicionante, obtida pela envolvente da ação sísmica. Os valores obtidos são globais nas três direções principais.

Tabela 43 Envolvente da análise sísmica

	Fx [KN]	Fy [KN]	Fz [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	Mz [KN.m]
Env_ELU_S	3383,39	3055,04	1629,39	19241,12	43437,19	80594,05

Considerando o peso próprio da estrutura obtiveram-se os seguintes resultados [Tabela 44].

Tabela 44 Ação do peso próprio.

	Fx [KN]	Fy [KN]	Fz [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	Mz [KN.m]
DEAD	$\cong 0$	$\cong 0$	10673,49	76897,94	-233434,15	$\cong 0$

5.3. Análise Gravítica

Os elementos estruturais que vão ser mais solicitados são as alvenarias de pedra e tijolo devido ao peso próprio da estrutura. A análise das tensões atuantes na laje e nas vigas de betão armado tem como condicionante a combinação com ação de base sobrecarga.

Devido às diferenças geométricas nas vigas a análise considera como duas zonas distintas, a divisão A e B em conjunto e a divisão C isoladamente.

As vigas secundárias servem para reduzir o vão das lajes.

Realizou-se o levantamento da massa do edifício por dois métodos, somatório das massas nos nós, e a ação do peso próprio na base, verificando-se uma diferença de valores.

- Massa total (Assembled joint masses) $\sum_1^n U1=1173,97$ [KN.s²/m], equivalente a uma massa de 1173,97 [T].
- A reação na base dada pelo peso próprio é de 10673,49 [KN], de massa 1088,02 [T].

Considera-se que o edifício tem de massa total 1173,97 [T]. A diferença de valores é explicada pelo método de cálculo utilizado no programa.

5.3.1. Combinações condicionantes

O edifício é composto por vários materiais, com diferentes propriedades e capacidade de resistir a esforços causados pelo próprio peso da estrutura e quando solicitado por ações externas.

Os grupos principais são o betão armado, composto por betão e aço, presente nas vigas e laje e o grupo de alvenaria que engloba a alvenaria de pedra e argamassa e alvenaria de tijolo. A alvenaria de pedra é o elemento estrutural que deve resistir às solicitações da ação sísmica, como ação condicionante. A ação da sobrecarga, será condicionante nos elementos de betão armado.

Betão armado

- Betão da classe C 30/37 e Aço liso S_107

Alvenaria de pedra:

- Elemento resistente de calcário com argamassa

Alvenaria de tijolo

- Tijolo burro com argamassa

Observou-se pela **Figura 5-8** que a combinação ELU_SC incide mais nos elementos de betão armado, laje vigada (elementos horizontais) e a envolvente sísmica, Env_ELU_S, terá maior impacto nos elementos de alvenaria (elementos verticais).

A magnitude máxima em ELU_SC é 0,025 (2,5cm) direção z (u3) e Env_ELU_S é de 0,051 (5,1cm) direção y (u2).

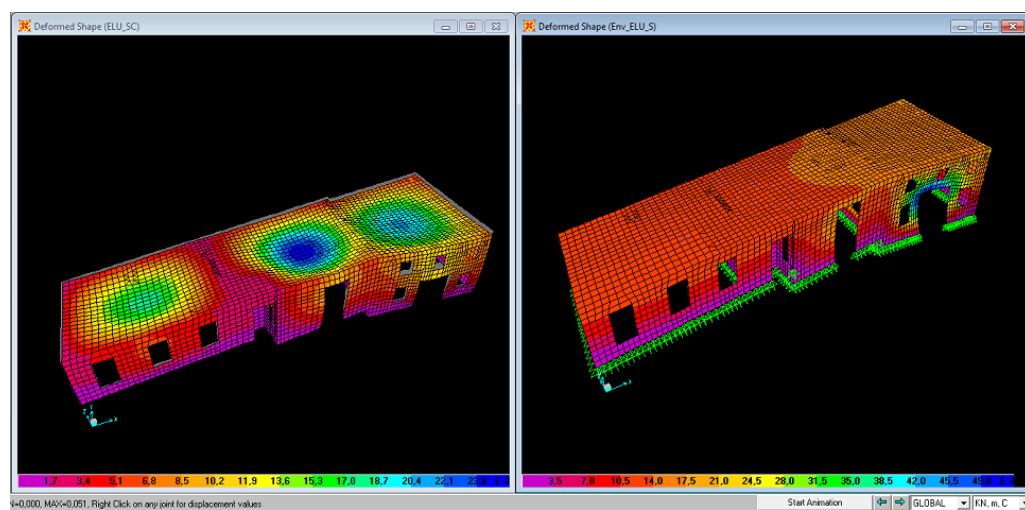


Figura 5-8 ELU da sobrecarga (ELU_SC) e envolvente sísmica (Env_ELU_S)

5.3.2. Esforços nos elementos de betão armado

A análise aos elementos de betão foi realizada considerando o elemento “casca” em representação da laje e o elemento “barra” em representação das vigas.

O comportamento do betão é representado no diagrama exposto [Figura 5-9] considerando limitado a 0,85 tensão de rotura do betão sujeito a tensões elevadas de longa duração.

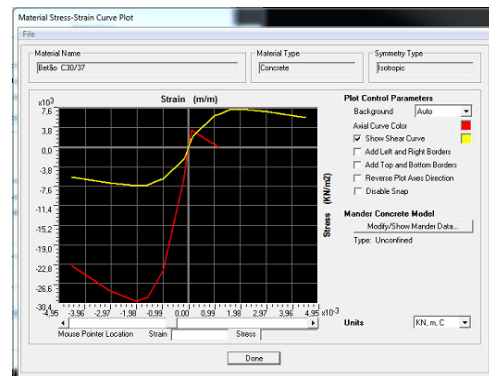
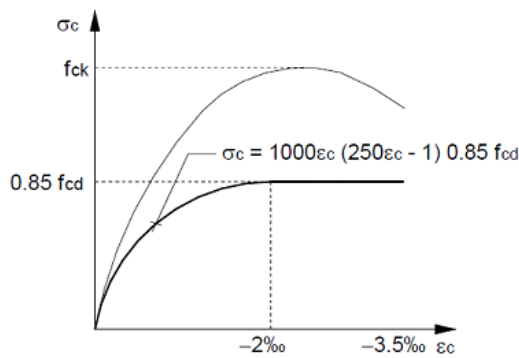


Figura 5-9 Diagrama parábola em valores característicos e de cálculo para o betão comprimido. Diagrama em SAP2000.

O comportamento do aço, idealizado, considerado [Figura 5-10].

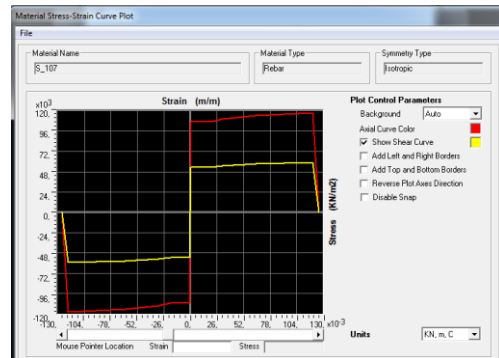
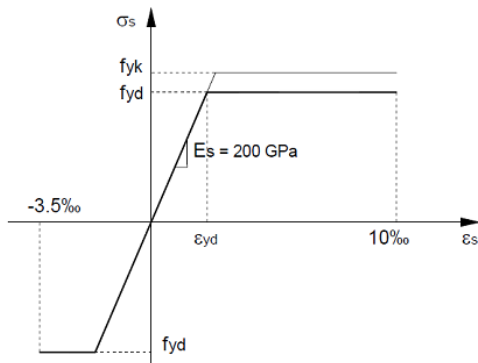


Figura 5-10 Diagrama tensão extensão idealizado de cálculo para aço das armaduras de betão armado. Diagrama do programa SAP2000

5.3.3. Elemento laje – concepção do betão

Foi considerada primeiro a combinação fundamental, estado limite último, com ação de base sobrecarga, [ELU_SC].

A nomenclatura ASt1 e ASt2 são referentes à armadura necessária na direção 1 e direção 2, sendo 1 e 2 os eixos locais considerados no SAP2000.

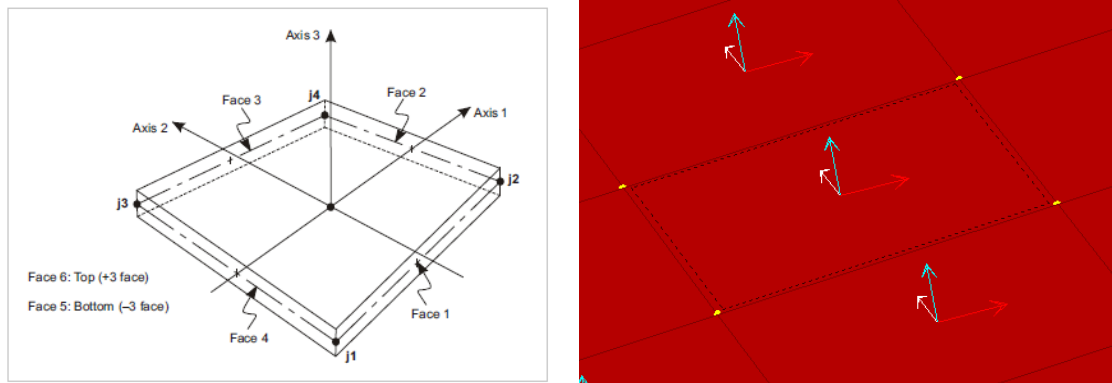


Figura 5-11 Eixos locais elemento no “casca”

O valor máximo recomendado para ASt1 é de 0,008 e de ASt2 é de 0,005 [Figura 5-12]. Observa-se que na direção t1 a zona mais solicitada é no contato com a parede meeira e no contato com a parede de alvenaria de tijolo. A zona mais solicitada e onde necessita mais armadura é, como esperado, na divisão A e B, onde a distância entre vigas é maior. As armaduras são também mais requeridas onde existe maior esforço de flexão na laje podendo observar-se que é exigida mais armadura na zona entre vigas principais.

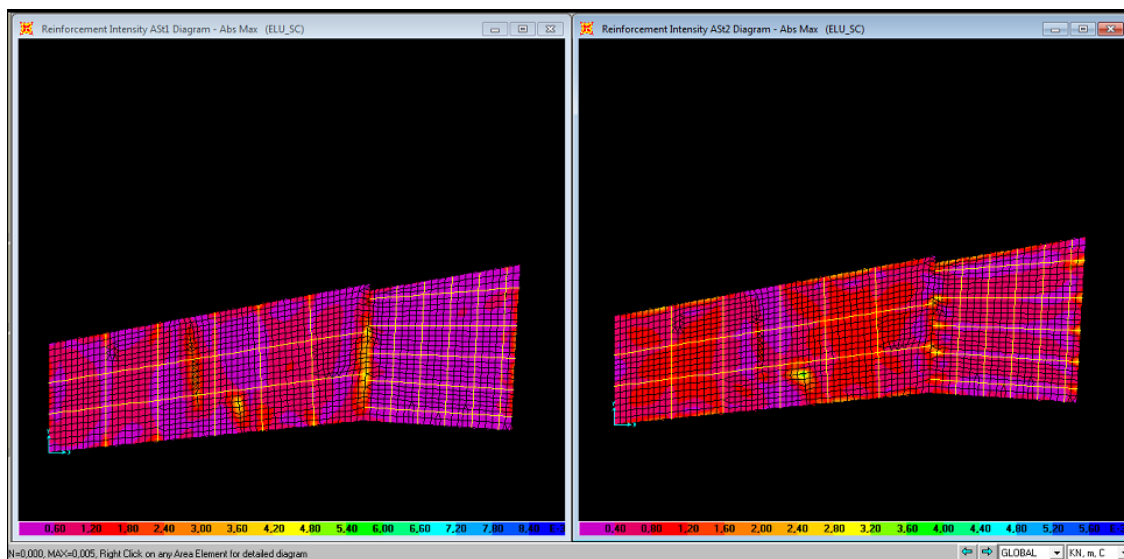


Figura 5-12 ELU_SC para ASt1 e ASt2 em valor absoluto

Considerando na face inferior [Figura 5-13] é necessária armadura na divisão C na direção Y.

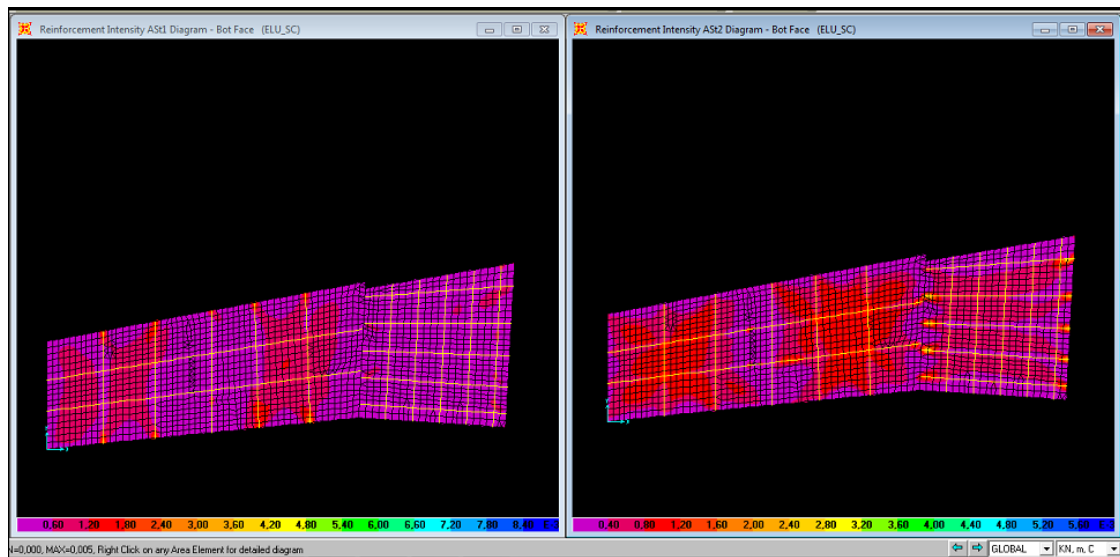


Figura 5-13 ELU_SC para AS1 e AS2 (Face inferior)

Visualização das zonas mais solicitadas, cor amarela, considerando a face superior [Figura 5-14] onde existe maior tração.

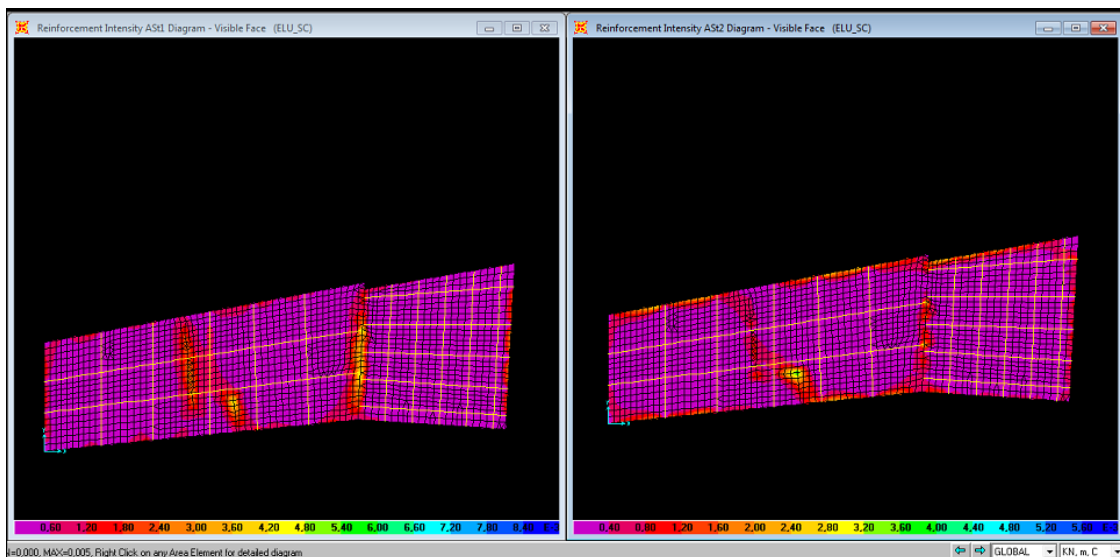


Figura 5-14 ELU_SC para AS1 e AS2 (Face superior)

A verificação segunda a ação da envolvente sísmica, designada como **Env_ELU_S** [Figura 5-15]. A ação sísmica tem foco na ligação entre as paredes e a laje.

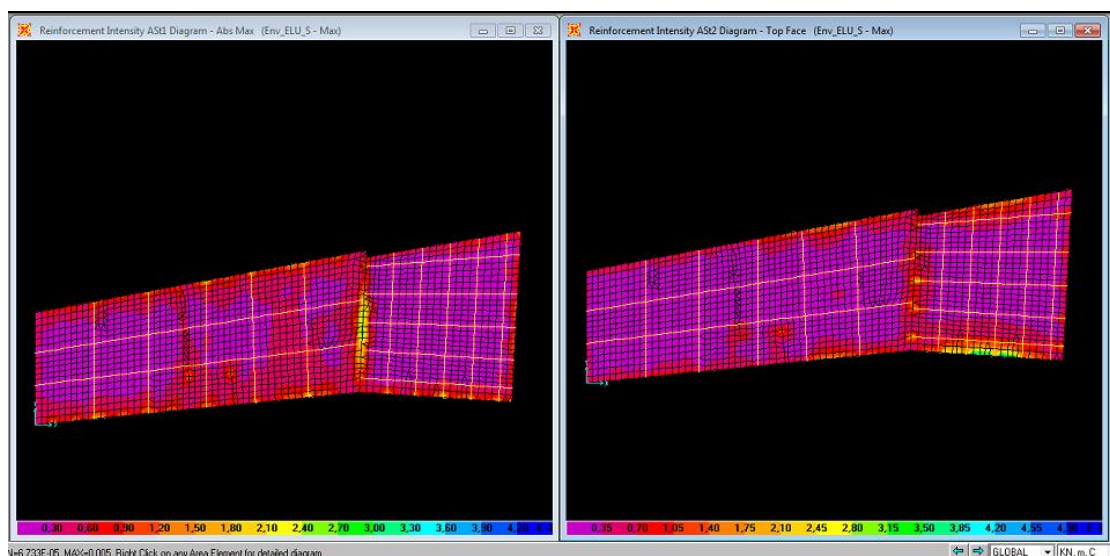


Figura 5-15 Env_ELU_S – valor absoluto

Resumidamente e compilando os dados obtidos a armadura necessária para a laje considerando estados limite último [Tabela 45].

Tabela 45 Armaduras da laje (Shell -concrete design)

	ASt1	ASt2
	Armadura Mínima [m ²]	Armadura Mínima [m ²]
ELU_SC	0	0
Env_ELU_S	6,65E-5	6,75E-5

A armadura mínima considerando que a armadura será nas duas direções e de igual valor, de 6,78E-5 (0,678 cm²).

Tabela 46 Armadura laje

		ELU
	Existente	Mínima
Ast1	Φ8//0.20	6,42E-5
Ast2	Φ8//0.20	6,73E-5

A armadura mínima descrita no Eurocódigo é obtida pela expressão;

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d > 0,0013 \times b \times d \quad (5.1)$$

A armadura máxima é dada pela expressão;

$$A_{s,\max} = 0,04 \times A_c \quad (5.2)$$

Os resultados obtidos das áreas limite são os expostos [**Tabela 47**].

Tabela 47 Área mínima e máxima de armadura

	Valor
$A_{s,\min}$	$7,75 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$
$A_{s,\max}$	$44,00 \text{ cm}^2$

Sabendo que os valores são os descritos na **Tabela 48**

Tabela 48 Dados do betão C 30/37

Dados	Valores
f_{ck}	20 MPa
f_{ctm}	2,9 MPa
f_{yk}	107 MPa
b_t	1 m
$d=h-rec$	$0,11-0,03=0,08 \text{ m}$

$$A_{s,\min}=5,64E-4 \text{ (m}^2/\text{m)} = 5,64 \text{ (cm}^2/\text{m)} \text{ (área de armadura por metro linear)}$$

5.3.4. Elemento viga

Na análise gravítica e após os resultados obtidos, considerando as combinações previamente descritas. O sistema de eixos é como ilustrado **Figura 5-16**.

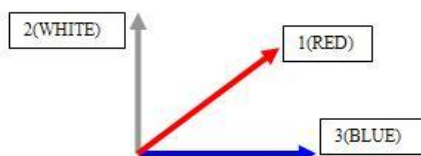


Figura 5-16 Sistema de eixos numa viga

As características dos elementos de betão armado são os referidos [**Tabela 49**].

Tabela 49 Dados mecânicos material a considerar – EC2

Material	Betão C30/37	S_107*
Tensão de Rutura	$f_{ck} = 30 MPa$	$f_{yk} = 107 MPa$
Tenção de cedência	$f_{cd} = 20 MPa$	$f_{yd} = 93MPa$
Modulo Elasticidade	$E_c = 33 GPa$	$E_s = 210GPa$
Coefficiente	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$

*aço antigo

Para melhor análise dos elementos viga procedeu-se à visualização seletiva dos mesmos “desligando” a restante estrutura fazendo a identificação dos objetos considerados pelo programa [Figura 5-17].

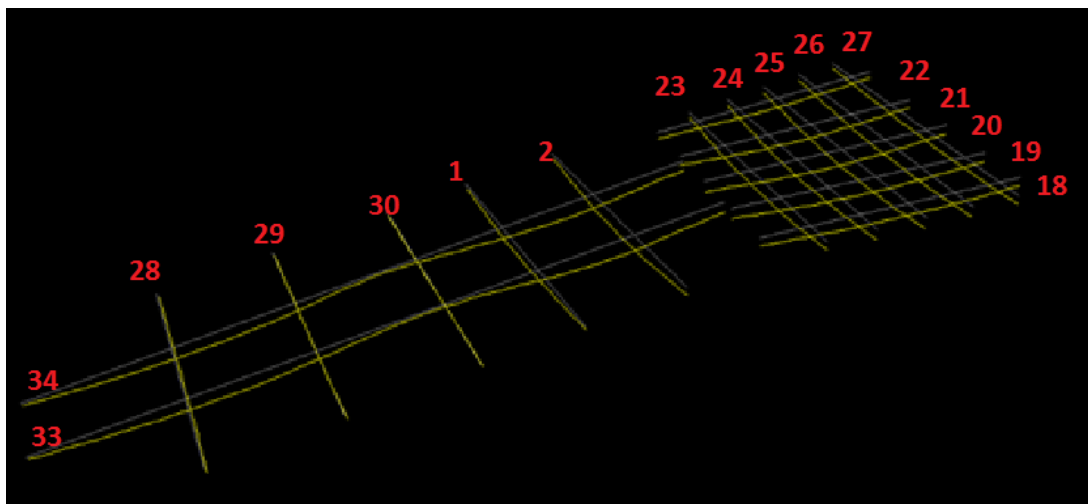


Figura 5-17 Identificação das vigas e deformada no programa Sap2000 (editado)

Fez-se a mesma análise na divisão C tendo em conta que a geometria das vigas é diferente alterando-se os valores. A distância entre vigas principais e secundária é menor do que na divisão A e B [Figura 5-18].

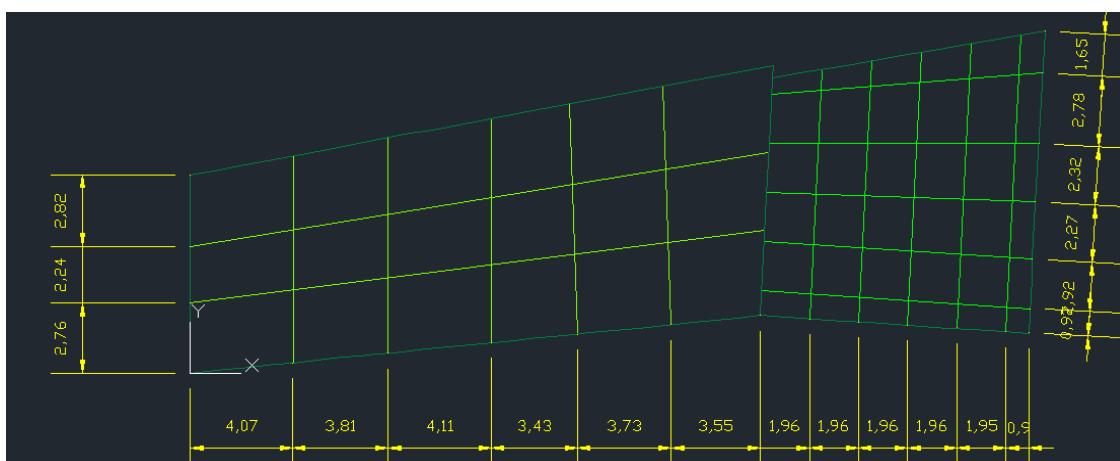


Figura 5-18 Distância entre vigas (Autocad)

A análise às vigas foi feita utilizando a combinação [ELU_SC] como estado limite último com ação de base sobrecarga, obtendo os esforços máximos [Tabela 50].

Considerou-se o momento de flexão máximo ($V=0$), e o esforço transverso máximo com o momento correspondente nesse ponto. A deformação máxima é de 1,6 [cm].

Tabela 50 Esforços nas vigas divisão A e B, ELU_SC

Objeto		M3 [KN.m]		V2 [KN]		Deformação [m]
		Max	d [m]	Max	d [m]	
28	Viga Principal	237,46	4,07	100,10	7,69	0,012
29	Viga Principal	153,41	3,80	-72,53	0,49	0,008
30	Viga Principal	66,75	6,13	-55,55	3,06	0,002
1	Viga Principal	217,30	5,47	93,54	8,72	0,0013
2	Viga Principal	239,93	4,70	92,15	8,61	0,016
33	Viga secundaria	-36,29	10,43	30,74	10,43	0,013
34	Viga secundaria	-46,12	10,40	31,48	10,07	0,013

A viga mais solicitada é a viga principal 2. A viga secundária mais solicitada é a 34. O diagrama de esforços é ilustrativo das vigas mais solicitadas [Figura 5-19].

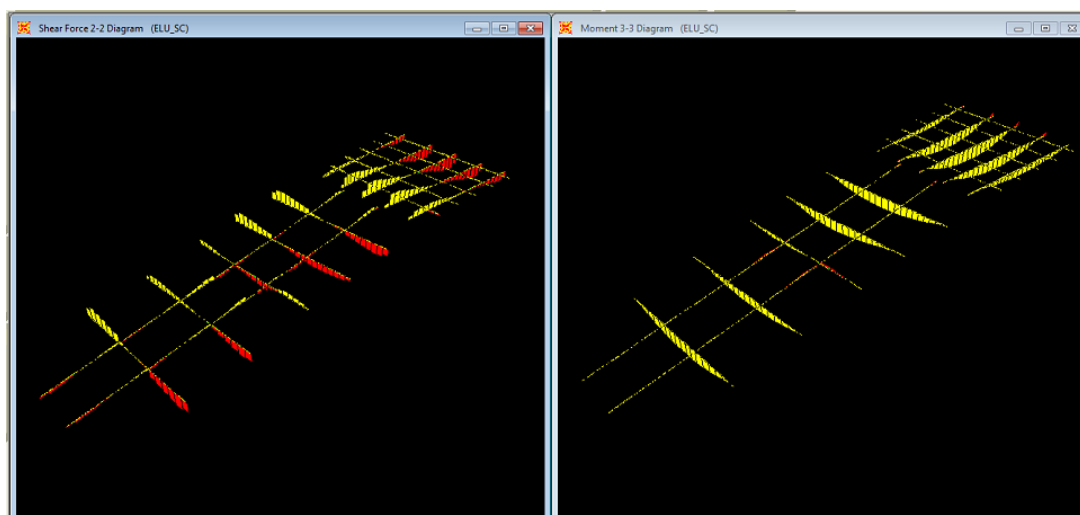


Figura 5-19 Diagramas de tensões (V) e momentos (M) nas vigas de betão armado

Os resultados obtidos na divisão C são os expostos [Tabela 51]. Obtiveram-se os valores máximos do momento com esforço transversal nulo e o esforço transversal máximo. A deformação máxima é de 1,2 (cm) na viga secundária 25.

Tabela 51 Esforços nas vigas divisão C

Objeto		M3 [KN.m]		V2 [KN]		Deformação
		Max	d [m]	Max	d [m]	[m]
18	Viga Principal	167,17	4,83	-69,60	0,45	0,0055
19	Viga Principal	259,76	5,32	-115,10	0,45	0,0084
20	Viga Principal	300,41	5,33	-130,32	0,46	0,0097
21	Viga Principal	261,99	4,86	-120,76	0,93	0,0085
22	Viga Principal	125,22	4,90	-68,24	0,47	0,0041
23	Viga secundária	-16,85	9,87	18,606	9,60	0,0102
24	Viga secundária	-16,35	10,34	20,084	10,00	0,012
25	Viga secundária	-14,60	10,80	17,56	10,40	0,0116
26	Viga secundária	-10,55	11,27	9,98	9,89	0,0089
27	Viga secundária	10,55	0,98	-10,46	6,70	0,0047

A viga principal mais solicitada é a **20** e a secundária é a **23**.

Considerando a Env_ELU_S verificou-se que não é condicionante na análise [Tabela 52]. Esta verificação incidiu nas vigas principais mais solicitadas.

Tabela 52 Env_ELU_S em valores absolutos

Objeto	M3 [KN.m]		V2 [KN]	
	Max	d [m]	Max	d [m]
2	67,63	4,70	20,38	8,20
20	107,79	5,82	17,09	10,72

5.3.4.1. Cálculo analítico da armadura longitudinal

O cálculo da armadura foi feito pelo método do retângulo simplificado considerando uma secção retangular, sujeito a um momento fletor como ilustrado [Figura 5-20].

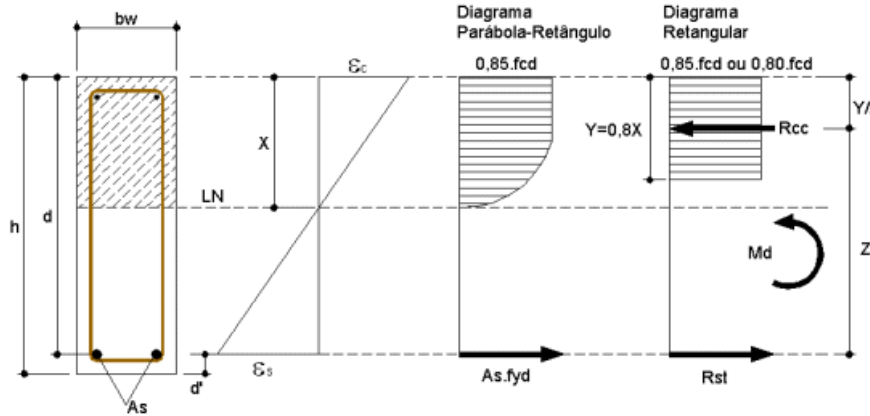


Figura 5-20 Diagrama Parábola retângulo – Secção de uma viga sujeito a momento fletor (faq.altoqi.com.br)

Considerando as geometrias da peça e o momento atuante obtiveram-se os valores de armadura necessária [Tabela 53].

Tabela 53 Cálculo da armadura longitudinal

Secção	M_{sd} (KN.m)	Geometria da secção			X	Área de aço		Nº de varões (Área cm ²)
		b (m)	h (m)	d (m)		A_s (cm ²)	$A_{s,max}$ (cm ²)	
2 VP	239,93	0,23	0,60	0,54	0,1575	52,97	49,68	11Ø25(54,00)
34 VS	-46,12	0,23	0,27	0,243	0,0683	22,99	22,35	5Ø25 (24,54)
20 VP	300,41	0,31	0,75	0,675	0,1131	51,29	83,70	11Ø25(54,00)
23 VS	-16,85	0,22	0,26	0,234	0,0251	7,25	20,59	4Ø16 (8,04)

O valor obtido na viga 2 e na viga 34, é superior à armadura máxima permitida após cálculo das armaduras máxima e mínima exigida pelo Eurocódigo

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_l \times d > 0,0013 \times b \times d \quad (5.3)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \quad (5.4)$$

5.3.4.2. Cálculo por tabelas da armadura longitudinal

A partir dos dados obtidos no programa de cálculo estrutural, indicados na **Tabela 50** e na **Tabela 51**, é possível verificar a armadura necessária nas vigas mais solicitadas [**Tabela 54**].

Para o cálculo das armaduras longitudinais serão considerados os momentos condicionantes. As vigas são de secção retangular.

Tabela 54 Armadura longitudinal para os momentos fletores atuantes

Secção	M_{sd} (KN.m)	Geometria da secção			Área de aço					Nº de varões
		b (m)	h (m)	d (m)	μ	ω	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s_{mx}}$ (cm ²)	
2 VP	239,93	0,23	0,60	0,54	0,179	0,211	8,75	56,30	49,68	12Ø25 (58,90)
34 VS	-46,12	0,23	0,27	0,243	0,170	0,199	3,39	23,86	22,36	5Ø25 (24,54)
20 VP	300,41	0,31	0,75	0,675	0,106	0,118	14,07	52,92	83,70	11Ø25 (54,00)
23 VS	-16,85	0,22	0,26	0,234	0,070	0,075	3,63	8,28	20,59	8Ø12 (9,05)

Conhecendo M_{sd} determina-se o valor reduzido do momento fletor resistente de cálculo pela expressão.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (5.5)$$

A partir do valor reduzido do momento fletor estão tabelados os valores referentes ao quociente das áreas de armaduras, β , assim como a percentagem mecânica das armaduras ω .

$$A_{s1} = \omega_1 \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.6)$$

A relação entre a armadura longitudinal de compressão e tração é dada pela expressão.

$$A_{s2} = \beta \times A_{s1} \quad (5.7)$$

Dos resultados obtidos observou-se que na viga 2 e na viga 34 o valor de armadura excede o máximo.

Comparando os resultados obtidos pelos dois métodos, analítico e pelas tabelas verificou-se que a armadura necessária é superior ao valor máximo admissível.

Os valores adimensionais obtidos assim como a taxa de armadura são os expostos [Tabela 55].

Tabela 55 Valor adimensionais e percentagem de armadura

Objeto	μ	ω	%
2 VP	0,179	0,211	2,13
34 VS	0,170	0,199	3,16
20 VP	0,106	0,118	1,27
23 VS	0,070	0,075	1,38

A percentagem de armadura necessária é elevada, pretendendo-se usualmente obter valores perto de 1%.

A armadura necessária é excessiva, constatando-se nas vigas principais os valores obtidos serem superiores aos máximos permitidos.

Comparando a armadura necessária com a armadura existente verifica-se que não cumpre os requisitos do Eurocódigo.

5.3.4.3. Cálculo de armadura ao esforço transversal S-107

O cálculo da armadura de esforço transversal foi realizado através de tabelas, conhecendo o esforço transversal condicionante nas vigas já mencionadas [Tabela 56].

Tabela 56 Cálculo de estribos (NP EN 1992 6.2.3)

Secção	V_{sd} (KN)	Geometria da secção			Área de armadura			Estribos adotados
		b (m)	h (m)	d (m)	$(A_{sw/s})$ cm ² /m	$(A_{sw/s})_{min}$ cm ² /m	$(A_{sw/s})_{max}$ cm ² /m	
2-VP	92,15	0,23	0,60	0,54	10,50	8,04 Φ8//0.125	130,52	11,49 2Φ8//0.175
34-VS	31,24	0,23	0,27	0,24	8,42	9,42 Φ8//0.125	130,52	10,05 2Φ8//0.20
20-VP	-130,19	0,23	0,75	0,675	11,77	12,69 2Φ8//0.175	17,59	13,40 2Φ8//0.15
23-VS	20,95	0,22	0,26	0,234	5,26	8,04 Φ8//0.125	124,84	8,04 Φ8//0.125

O valor a adotar deve ser superior ou igual ao da armadura mínima. A verificação da necessidade de estribos na viga é expressa na seguinte tabela de acordo com os Eurocódigos [Tabela 57].

Tabela 57 Verificação a necessidade de armadura de esforço transversal S_107 (NP EN 1992 6.2.2)

	V_{sd} [KN]	$V_{rd,c}$ [KN]	$V_{rd,max}$ [KN]
2-VP	92,15	62,8	567
34-VS	31,48	32,5	239
20-VP	130,32	102,3	965
23-VS	18,61	30,1	219

Segundo os dados obtidos o valor de cálculo do esforço resistente $V_{rd,c}$ na viga 2, e viga 20 são inferiores ao atuante, V_{sd} , sendo necessária armadura de esforço transversal, constatando-se que são as vigas principais.

5.3.4.4. Adoção de aço A400

Considerando a manutenção da geometria e substituição do aço existente por um mais resistente, denominado A400 obteve-se os resultados expostos [Tabela 58].

Tabela 58 Cálculo armadura longitudinal (A400)

Secção	M_{sd} (KN.m)	Geometria da secção			μ	ω	Área de aço			Nº de varões	%
		b (m)	h (m)	d (m)			A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	$A_{s_{max}}$ (cm ²)		
2 -VP	239,93	0,23	0,60	0,57	0,179	0,211	15,06	2,34	49,68	8Φ16 16,1	1,02
34-VS	-46,12	0,23	0,27	0,24	0,170	0,199	6,38	1,05	22,36	6Φ12 6,8	0,91
20-VP	300,41	0,23	0,75	0,72	0,106	0,118	14,16	3,94	83,70	6Φ12 14,07	0,61
23-VS	-16,85	0,22	0,26	0,23	0,07	0,075	2,22	0,97	20,59	3Φ10 3,1	0,27

O dimensionamento dos estribos é descrito na Tabela 59 considerando a utilização do aço denominado A400.

Tabela 59 Dimensionamento de estribos com aço A400

Secção	V_{sd} (KN)	Geometria da secção			Área de armadura			Estribos adotados
		b (m)	h (m)	d (m)	$(A_{sw/s})$ cm ² /m	$(A_{sw/s})_{min}$ cm ² /m	$(A_{sw/s})_{max}$ cm ² /m	
2-VP	92,15	0,23	0,60	0,54	2,97	2,52	34,93	Φ6//0.175 3,23
34-VS	31,24	0,23	0,27	0,243	2,25	2,52	34,91	Φ6//0.20 2,83
20-VP	-130,19	0,23	0,75	0,675	3,36	3,40	47,06	Φ6//0.15 3,77
23-VS	20,95	0,22	0,26	0,234	1,38	2,41	33,40	Φ6//0.225 2,51

A verificação à necessidade de estribos na viga é expressa na seguinte tabela de acordo com os Eurocódigos [**Tabela 60**].

Tabela 60 Verificação a necessidade de armadura de esforço transverso

	V_{sd} [KN]	(6.2.a) V_{rd} [KN]	$V_{rd,max}$ [KN]
2-VP	92,15	61,2	537
34-VS	31,48	32,7	242
20-VP	130,32	99,1	905
23-VS	18,61	30,4	223

Verificou-se a necessidade de haver estribos nas vigas 2 e 20 onde o valor de cálculo é superior ao resistente $V_{sd} > V_{rd}$. É no entanto recomendada a adoção de armadura transversal em todos os elementos.

A substituição do aço existente S_107, por A400 é recomendada face aos valores obtidos obtendo uma economia no valor de aço a utilizar.

5.3.4.5. Efeitos diferidos no betão

O betão e dada a sua natureza reológica sofre perdas de água quer na fase de construção quer ao longo da sua vida. Esses fenómenos são conhecidos por fluência e retração.

A fluência e a retração são variações na extensão do betão e dependem da humidade do ambiente, geometria da peça e a composição do betão. A fluência depende da idade do betão no primeiro carregamento [EC2-3.1.4].

Considerando os mesmos elementos do cálculo da armadura obteve-se os seguintes resultados [**Tabela 61**].

Para o efeito do cálculo, foi necessário tomar algumas considerações. O valor da humidade ambiental. A idade do primeiro carregamento, e o tipo de cimento adotado.

O valor de humidade considerado tem como fatores a proximidade do jardim Botânico e a inserção do edifício no jardim do Palacete Ribeiro da Cunha.

O valor do primeiro carregamento, e na ausência de registos, foi considerado aos 28 dias.

Tabela 61 Dados

ID	Geometria da secção			Rh (%)	Retração		Fluência		Tensão (t)
	b (m)	h (m)	d (m)		Início (ts)	Final (t)	Início (t ₀)	Final (t)	
2	0,23	0,60	0,59	80	28	37230	28	37230	37230
34	0,23	0,27	0,25	80	28	37230	28	37230	37230
20	0,23	0,75	0,73	80	28	37230	28	37230	37230
23	0,22	0,26	0,25	80	28	37230	28	37230	37230

Rh – Humidade relativa em percentagem

t_s – tempo em dias

t - tempo medido em dias

t₀ – data do primeiro carregamento

Para o efeito da fluência e retração foi calculado o valor da tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias, $f_{ct}(t)$, o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, f_{ctm} , e obtido o valor da variação do módulo de elasticidade com o tempo $E_{cm}(t)$ [Tabela 62].

Tabela 62 Variáveis consideradas

	Valor	Unidade
$f_{cm}(t)$	54,99	MPa
$f_{ctm}(t)$	3,71	MPa
$E_{cm}(t)$	35,75	GPa

Os valores obtidos resultantes nas vigas analisadas são os expostos [Tabela 63].

Tabela 63 Resultados EC-2002

	Retração.		Fluência.	$f_{cm}(t)$	$f_{ctm}(t)$	$E_{cm}(t)$
ID	ϵ_{cs}	°C	$\phi(t,t_0)$	MPa	MPa	GPa
2	-0,000237	-23,74	1,78	54,99	3,71	35,75
34	-0,000258	-25,76	1,85	54,99	3,71	35,75
20	-0,000229	22,86	1,76	54,99	3,71	35,75
23	-0,000259	-25,93	1,86	54,99	3,71	35,75

ϵ_{cs} - Valor da extensão que reflete a soma da extensão por secagem com a extensão por retração endógena;

$\phi(t,t_0)$ valor que reflete a fluência à data atual (t) contabilizada a partir da data de carregamento (t_0).

Considerou-se que a força de compressão depende do tipo de cimento, da temperatura e condições da cura. Os valores obtidos assumem uma temperatura média de 20°C e uma cura de acordo com a EN 12390, de forma a poderem-se usar as expressões no NP EN 1992: 3.1.2(6).

O cimento deve ser certificado segundo NP EN 197-1.

5.3.5. Esforços nos elementos de alvenaria

A verificação da segurança dos elementos verticais, alvenarias, foi realizada com a combinação fundamental. Pretendem apontar-se as zonas mais vulneráveis à ação sísmica.

Mecanicamente os seus elementos estruturais têm as seguinte propriedades [**Tabela 64**].

Tabela 64 Tensões de rotura (Tabelas técnicas 7.12.2, 7.12.4)

	Compressão [MPa]	Tração [MPa]	Flexão [MPa]	Corte [MPa]	Modulo Elasticidade E - [GPa]	Módulo de elasticidade transversal G - [GPa]
Pedras naturais		1/26 ⁽²⁾	1/6 ⁽²⁾	1/13 ⁽²⁾		
Calcário	20-190(105) ¹	4.04	17.5	8.08	70	4.04
Padras artificiais						
Tijolo	7-10					
Outros elementos						
Argamassa cal ordinária	2-4 (3)					
Tijolo maciço (boa qualidade)	15					
Alvenaria calcária					25	
Alvenaria Tijolo					5	

¹ Média; ² relação com tensão de rotura à compressão

As forças nos elementos “casca” são as forças por unidade de área dentro do elemento volúmico considerado [**Tabela 65**].

Tabela 65 Nomenclatura

S11 and S22	Tensão no plano
S12	Tensão de corte
S13 and S23	Tensões de corte transversal

5.3.5.1. Ação de base sobre carga

Considerando a ação de base sobrecarga [ELU_SC] foi analisada a força resultante [Figura 5-21]. É possível ver o caminho de forças pela coloração havendo zonas mais comprimidas dadas pela cor vermelha e tonalidade de azul tracionada. Observa-se que a zona mais comprimida é nos apoios e as zonas por baixo das janelas são menos solicitadas.

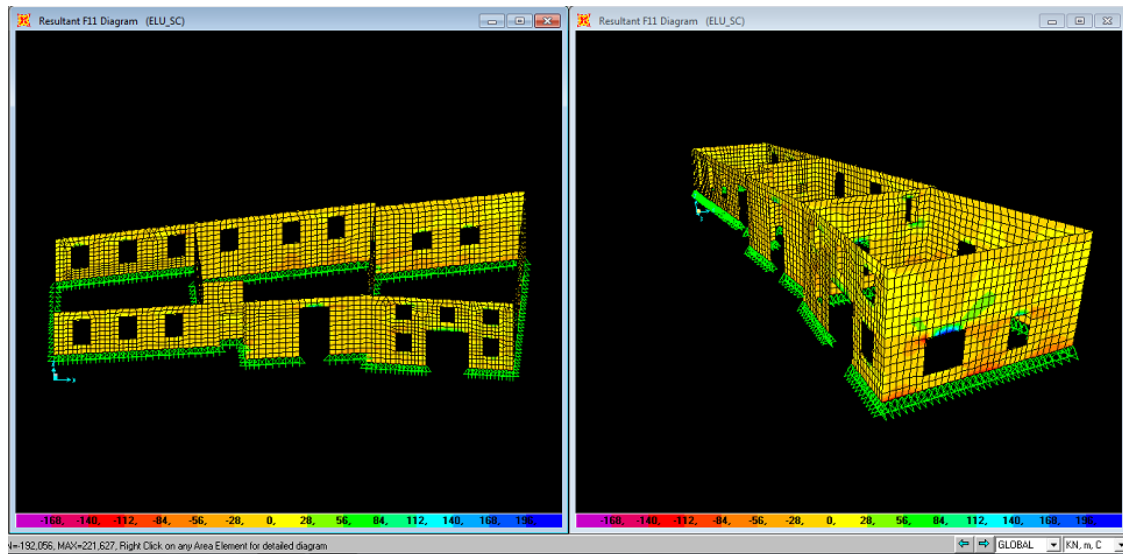


Figura 5-21 Força resultante F11 combinação ELU_SC

É visível na **Figura 5-22** as zona mais comprimidas a laranja.

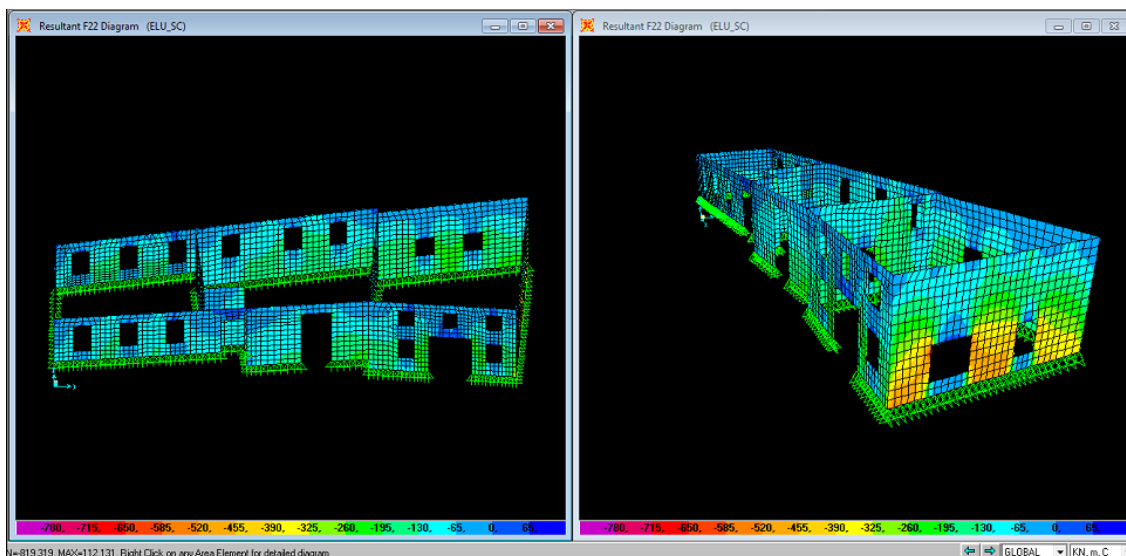


Figura 5-22 Força resultante F22 combinação ELU_SC

A tensão de corte [Figura 5-23]

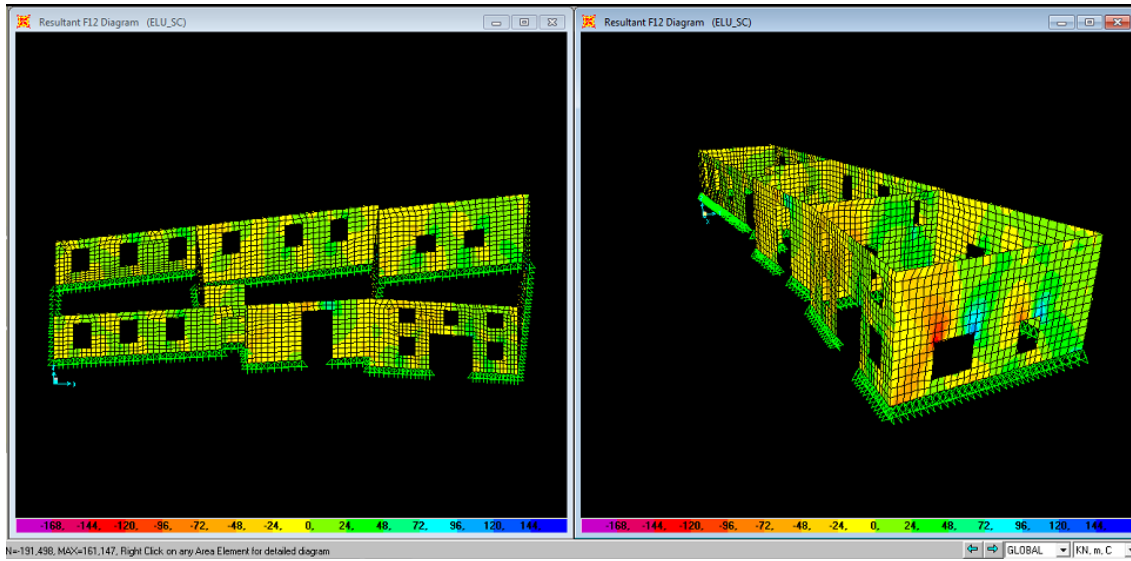


Figura 5-23 Força resultante F12 combinação ELU_SC

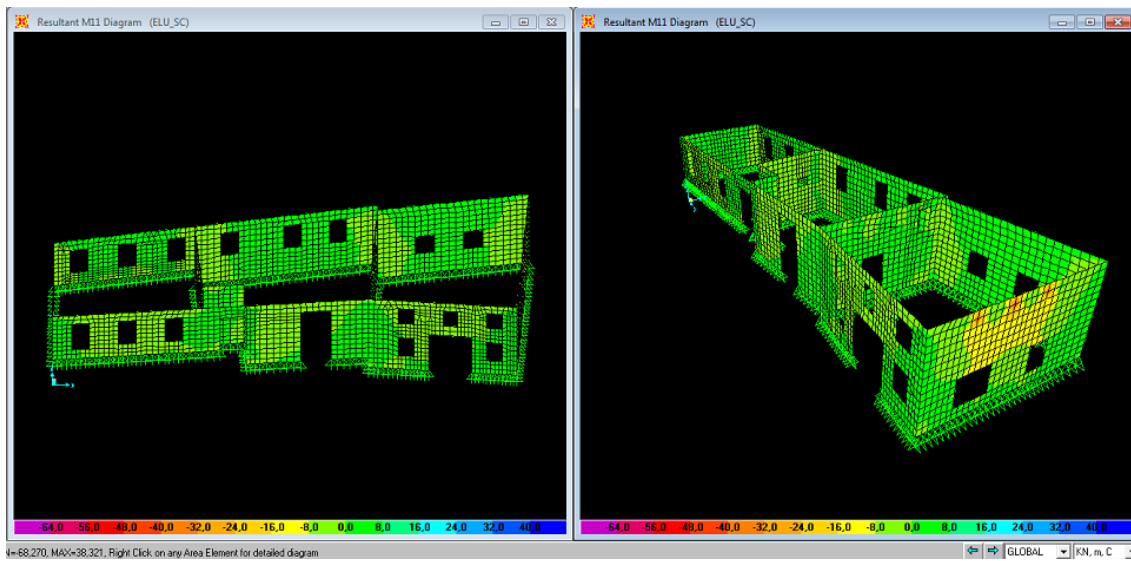


Figura 5-24 Força resultante M11 combinação ELU_SC

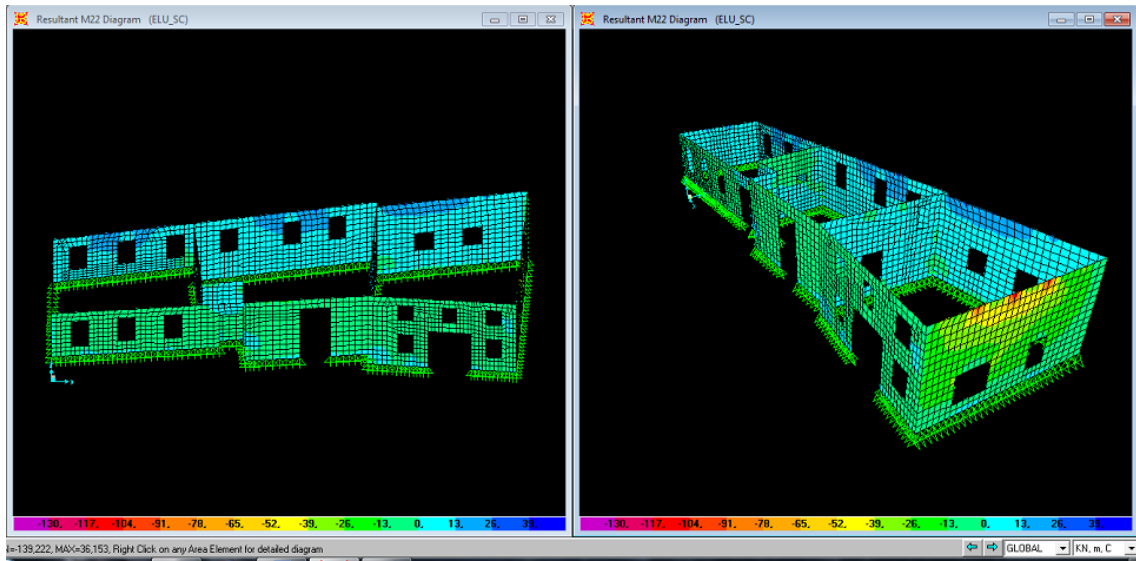


Figura 5-25 Força resultante M22 combinação ELU_SC

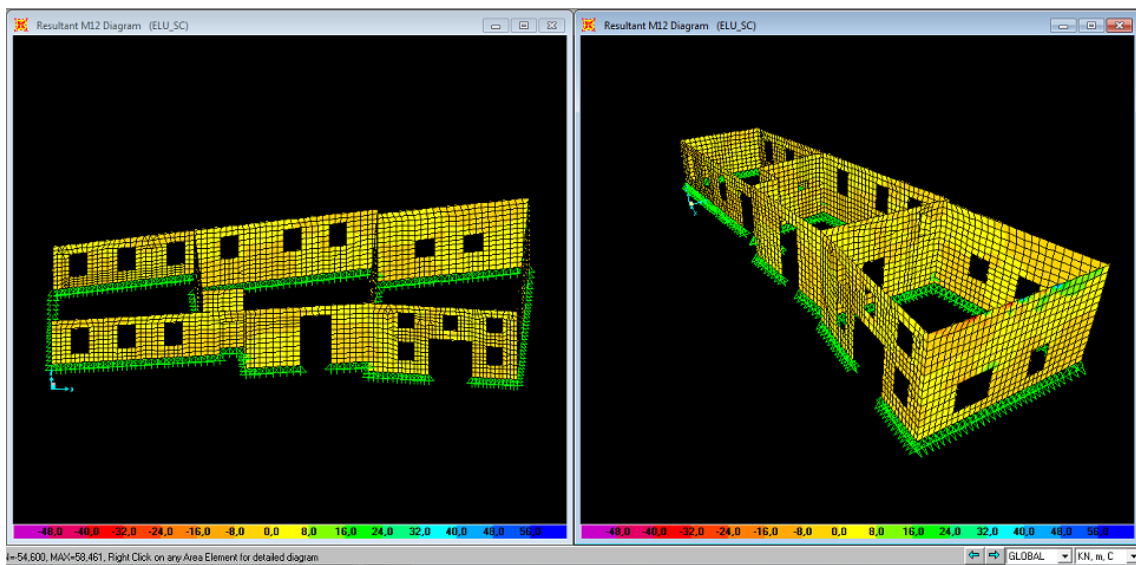


Figura 5-26 Força resultante M12 combinação ELU_SC

Os valores máximos e mínimos da combinação ELU_SC são os expostos na **Tabela 66**.

Tabela 66 Resultados da combinação ELU_SC (máximos e mínimos)

	ELU_SC		Env_ELUS	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
F11 [KN/m ²]	-192,056	221,63	0	555,69
F22 [KN/m ²]	-818,319	112,15	0	815,82
F12 [KN/m ²]	-191,498	161,15	0	294,42
M11 [KN.m]	-68,270	38,32	0	47,80
M22 [KN.m]	-139,22	36,30	5,5E-4	125,54
M12 [KN.m]	-54,60	58,41	0,009	49,57
V13 [KN]	-215,75	293,10	0,013	112,99
V23 [KN]	-191,01	136,71	0,123	113,72

As tensões resultantes supramencionadas referem-se ao resultado do integral das tensões sobre a espessura do elemento. As forças internas são:

- F11 e F22 são forças diretas no elemento “casca”
- F12 são forças de corte no elemento “casca”
- M11 e M22 são momentos de flexão na “placa”
- M12 é o momento de torção na “placa”
- V12 Força de corte transversal no elemento área
- V23 Força de corte transversal no elemento área

6. Reforço, Recuperação e Reabilitação

A análise estrutural do edifício permitiu verificar e identificar as zonas críticas onde é necessária uma intervenção. O comportamento da estrutura deve ser assim melhorado com intervenções pontuais onde foram identificados os maiores problemas, recuperando os elementos estruturais e reforçando as zonas necessárias, garantindo a sua capacidade portante.

Efeitos indesejados devidos à disposição do edifício e à concentração de esforços devem ser minorados garantindo a segurança exigida nos novos regulamentos.

A fase de recuperação consistira em, depois de acautelar a integridade estrutural do edifício, restabelecer as condições de salubridade e funcionalidade.

O edifício atualmente não tem uso, prevendo-se no entanto a sua utilização para habitação. A regulamentação sobre as condições de habitabilidade, é exposta no regulamento geral de edifícios urbanos, RGEU.

O levantamento realizado pelo INE, sobre a área de Reabilitação, presente nos censos de 2011, identificou a existência de 20 sociedades de Reabilitação urbana em Portugal.

Foram identificados na zona de centro histórico (53%), e fora dos centros históricos (47%), 132 áreas críticas de recuperação e reconversão urbanísticas (ACRRU).

Em Lisboa, com maior número de zonas ACRRU, verificou-se que 59% se localizavam no centro histórico.

A Reabilitação é assim fundamental, apoiada em linhas ou programas Municipais para a aquisição, reabilitação e arrendamento, com a região Norte a liderar [INE-Censos 2011].

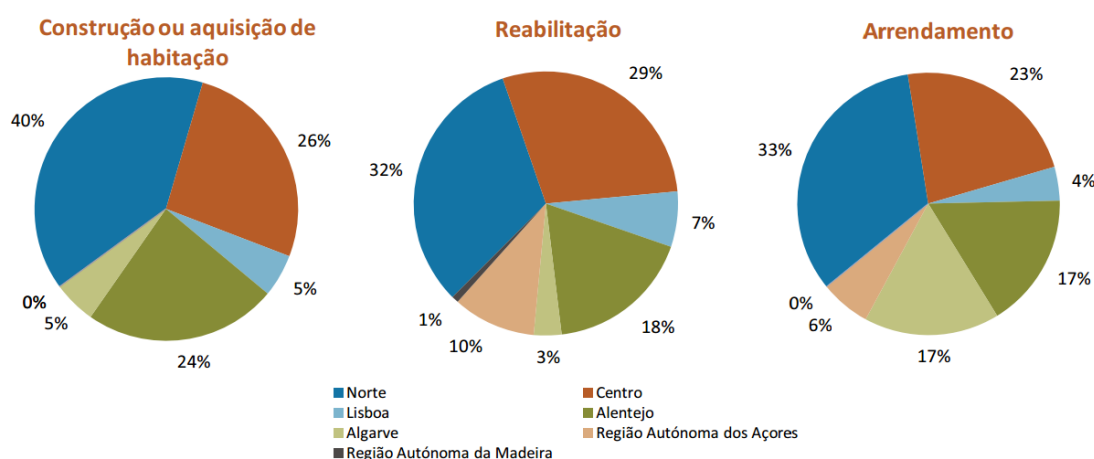


Figura 6-1 Tipo de programa de financiamento municipal, por NUTS II – 2011

6.1. Fundações

O primeiro elemento onde se deve intervir são as fundações. A verificação da abertura de fendas dos elementos de alvenaria indicia a existência de um assentamento diferenciado na zona do jardim Botânico.

Os assentamentos ocorrem na fase de construção ou podem ocorrer durante a vida útil do edifício devido a modificações no carregamento e a rearranjos no solo. No caso prático e devido à sua longevidade o que se verificou foi a alteração do solo devido a escoamentos subterrâneos com arrastamento das partículas mais leves.

Devido à natureza do terreno dos jardins do Palacete, com a denominação de aterros (At) deve ter-se especial atenção ao nível freático, visto o solo ser um logradouro verde permeável a preservar, deve assegurar-se o escoamento eficaz das águas residuais, na parede/muro de contenção existente que liga ao jardim Botânico. O desnível do terreno, e o fato de ser em soalcos leva a que possa haver um grande caudal de água durante a época de maior precipitação. Na periferia do edifício deve garantir-se a existência de drenagem de modo a haver um escoamento eficaz das águas residuais [Figura 6-2]. Existe também uma melhoria no conforto higrotérmico e menor risco de infiltrações e desenvolvimento de espécies na periferia do edifício, em zonas de retenção da água.

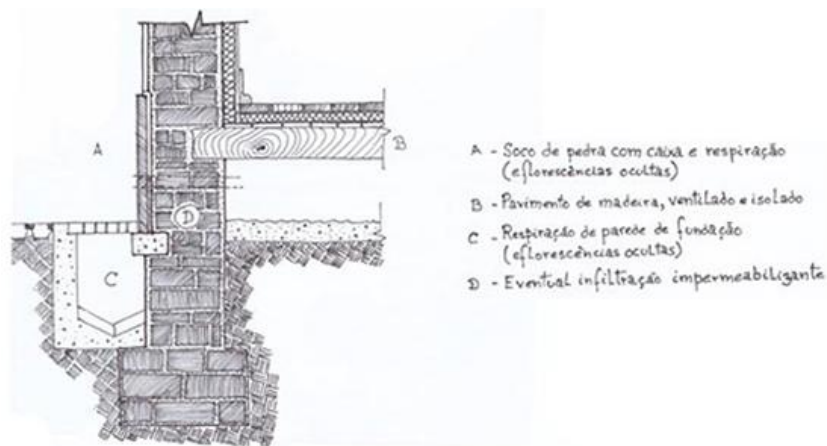


Figura 6-2 Eliminação de humidade junto ao solo

(<http://cm-viseu.pt/guiareabcentrohistorico>)

A fundação serve também de muro de contenção e um solo saturado tem um aumento considerável na pressão que o solo exerce na fundação/muro podendo levar à sua rotura.

6.1.1. Reforço nas fundações

A intervenção nas fundações deve ser cautelada de modo a prevenir o risco de movimento de vertente e garantir a segurança estrutural.

O edifício não tem necessidade de maior fundação, esperando-se a manutenção da sua volumetria e a sua utilização não acrescentar um excessivo valor de carregamento. São apontadas medidas que permitem assegurar um melhor comportamento na relação terreno fundação.

As fundações existentes são do tipo semidireto podendo no entanto adotar-se soluções que permitam uma melhor redistribuição dos esforços.

A solução de micro-estacas garante uma melhor união entre o solo e as fundações existentes e é uma opção viável [Figura 6-3]. Em última análise a viabilidade da solução será sempre em função do custo/benefício.

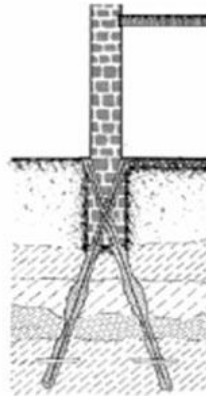


Figura 6-3 Micro-estacas na fundação

(<http://cm-viseu.pt/guiareabcentrohistorico>)

As estacas injetadas têm diâmetros de cerca de 150mm, bolbos de selagem com extensão de 3 a 8 metros e capacidade resistentes entre 200 [kN] e 900 [kN].

6.2. Reabilitação e Recuperação do edifício

A traça e originalidade no edifício deve ser preservada utilizando materiais semelhantes e compatíveis com os originais quando se realizam alterações nos elementos existentes. Deve acautelar-se o comportamento dos diferentes materiais e assegurar soluções compatíveis com os elementos existentes.

O reforço estrutural num edifício de grande volumetria de paredes como o caso em estudo deve minimizar a utilização de mais espaço no reforço da estrutura, apontando-se soluções que sejam o menos intrusivas possível.

A utilização de elementos “delgados” e de maior resistência é prática corrente nestas intervenções, utilizando perfiz metálicos e chapas onde é requerida uma maior resistência e uma maior otimização na ocupação do espaço.

A rigidez da cobertura é já bastante elevada, devendo no entanto verificar se existe uma boa ligação às paredes de alvenaria.

6.2.1. Exterior

A primeira fase consiste na limpeza e desbaste de espécies parasitárias na área envolvente do edifício. O alastramento de várias espécies pelo edifício é notório, causando um aumento da humidade e ataque biológico nos elementos mais expostos. Deve ter-se uma área descoberta sem elementos que alastrem na periferia do edifício e no terraço, de forma a melhorar as condições de salubridade.

É essencial a limpeza da fachada de musgos e líquen especialmente em zonas onde o escoamento dos sumidouros é insuficiente, permitindo o fim de ataques químicos e biológicos que ocorrem nas alvenarias e argamassas. [Figura 6-4].



Figura 6-4 Zona poente do edifício – vista lateral e do Palácio Ribeiro da Cunha

A zona de inserção do edifício e a presença de níveis elevados de humidade, devido à proximidade do jardim Botânico e do jardim do próprio Palacete Ribeiro da Cunha deve ser acautelado com recobrimento adequado nos elementos de betão armado e tratamento contra o aparecimento de fungos e outras espécies na fachada.

As cantarias precisam de uma limpeza encontrando-se escurecidas, devendo adotar-se uma limpeza o menos abrasiva possível e que permita limpar os elementos pétreos.

A área do terraço é também considerável e necessita de manutenção regular, devido à queda de folhagem, dada a proximidade de árvores de grande envergadura, tapando os sumidouros.

A retenção de água no terraço pode originar infiltrações e causar danos nos elementos de madeira assim como nos gessos e tetos falso causando o aparecimento de várias patologias indesejadas.

6.2.2. Elementos de Betão Armado

A reabilitação do betão armado e o aumento de soluções existentes levou à preparação de documentos de normalização, definindo critérios de dimensionamento, verificação de segurança e de execução em obra. A norma EN NP 1504 surge no âmbito da reabilitação de estruturas de betão descrita como “ Produtos e sistemas para proteção e reparação de estruturas de betão” (24).

O tratamento e recuperação do betão armado é faseado compreendendo:

- Remoção de todo o material solto na região próxima da armadura;
- Limpeza do local e remoção com escova de aço da ferrugem existente na armadura;
- Pintura da armadura com tintas antioxidante e reposição do pH;
- Recobrimento da armadura.

A limpeza do betão solto é executada com jatos de água ou jatos de areia para remover o betão desagregado junto da armadura, e em zonas onde se verifiquem grandes fissuras. Deve obter-se uma superfície rugosa para posterior ligamento com o novo betão. Os varões de aço expostos devem ser tratados com tintas antioxidantes.

Dadas as suas características e antiguidade da armadura existente, deve ponderar-se a sua substituição ou reforçar o existente com a colocação de uma nova malha na laje. Em caso de se adotar a substituição por um novo aço, deve adotar-se o A400 ou A500, correntemente utilizados em Portugal. Deve garantir-se uma boa aderência com o betão existente, com limpeza de gorduras e outros elementos.

Feito o tratamento da armadura, o Eurocódigo recomenda valores de recobrimento, superiores ao verificado no edifício, devendo retificar-se essa situação. No exterior os elementos de betão armado devem ter um recobrimento de 35 mm e no interior de 25 mm.

Verificou-se que o recobrimento é insuficiente na generalidade da laje vigada.

O tratamento da armadura exposta com tintas especiais, primários anticorrosivos de base cimentícias ou base epóxi é ilustrado abaixo [Figura 6-5] devendo executar-se nas vigas e na laje.



Figura 6-5 Pintura do aço exposto nas vigas e na laje

O reforço estrutural com introdução de novas armaduras pode ser realizado por ligação à existente tornando-se solidárias. A ligação é feita por empalme ou por soldadura elétrica. A sua introdução resulta num aumento do esforço resistente, sem aumento da rigidez do elemento estrutural.

Alternativamente pode aumentar-se a resistência pela colocação, após abertura de ranhuras no betão, de uma nova armadura, ligada por resinas epóxi [Figura 6-6].



Figura 6-6 Ligação de armaduras com resinas

O reforço da laje passa pela adição de uma nova malha após tratamento da existente com a remoção do betão que se encontra deteriorado e contaminado, tendo uma superfície irregular para a ligação com o betão projetado [Figura 6-7].



Figura 6-7 Colocação de armadura e recobrimento com betão projetado (cm-viseu.pt)

O passadiço, constituído por betão armado e rebocado deve ser também intervencionado. As zonas expostas da armadura têm uma intervenção similar. Devido a maior exposição ao ambiente deve-se aumentar o recobrimento da armadura.

6.2.3. Elementos de Alvenaria

As paredes de alvenaria são constituídas por pedra calcária e argamassa. A forma da pedra é irregular e sem aparelhamento. São paredes resistentes de grande espessura com função de parede mestra (25).

As paredes de alvenaria são um material heterógeno com propriedades e características diferentes resultantes dos elementos constituintes, havendo zonas onde se adicionou alvenaria de tijolo. A ligação entre os elementos, deste tipo, é muitas vezes deficiente com argamassas pouco coesivas, onde se perderam as propriedades ligantes. A fraca resistência ao corte e tração torna-os especialmente vulneráveis a eventos sísmicos e a solicitações horizontais (26).

A intervenção deverá repor a integridade das paredes segundo as condições originais. O processo deve ser iniciado removendo o material degradado não excedendo $1/3$ da espessura da parede em cada face. Considerando um processo mais simples de reposição ao estado original, dever-se-á executar, com a remoção da argamassa [Figura 6-8].

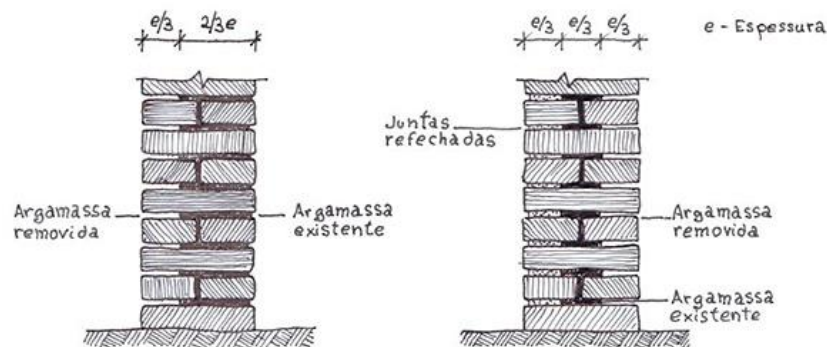


Figura 6-8 Corte parede de alvenaria

(<http://cm-viseu.pt/guiareabcentrohistorico>)

A reposição deve ser executada com argamassas pouco retráteis como argamassas gordas de cimento, cal e areia ou cal e areia. Dadas as características da parede, pedra irregular, sem aparelhamento e de dimensão variada indicam que se trata de uma alvenaria de fraca qualidade podendo ser equacionada uma intervenção de desmonte e reconstrução onde se verifique uma maior desagregação, falta de elementos pétreos ou maior deterioração dos mesmos.

6.2.4. Elementos de madeira

O edifício tem o pavimento da divisão C em madeira e a compartimentação da divisão A, em tabique rebocado sobre fasquiado.

Não é de estranhar o seu atual estado de degradação devido a infiltrações, falta de portadas e ao próprio ambiente circundante.

Devido a exposição prolongada à água e ataque generalizado de fungos de podridão o pavimento de madeira existente tem pouca possibilidade de ser aproveitado. O reaproveitamento requer uma análise caso a caso de modo a verificar se ainda não foi atacado por caruncho, ou por fungos de podridão podendo causar o alastramento se não for devidamente tratado. Podem reutilizar-se os barros menos atacados para tarugamento, depois do tratamento contra fungos e insectos.

A reposição do pavimento deve ser feita com elementos novos, previamente tratados, com aplicação de produtos biocidas e hidrófugos de modo a aumentar a durabilidade. Deve utilizar-se madeira devidamente seca e estabilizada de modo a evitar retrações e empenos (27).

Para ter uma melhor ligação entre o pavimento de madeira e as paredes de alvenaria devem utilizar-se peças metálicas. Os barros de madeira podem ser ligados por pregagem, aparafusamento a parede ou utilizando chapas metálicas [Figura 6-9].

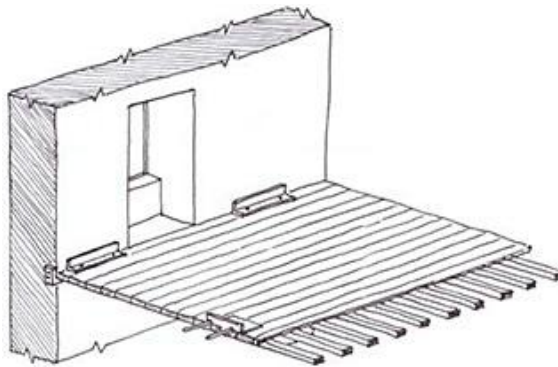


Figura 6-9 Ligação pavimento madeira e parede alvenaria

(<http://cm-viseu.pt/guiareabcentrohistorico>)

A entrega dos barros deve ser boa, metade da parede, podendo ser melhorada com peças metálicas de encastramento.

6.2.5. Outros elementos

Os elementos metálicos nomeadamente a grade existente (guarda corpos) na cobertura devem ter um tratamento contra a corrosão, devido à sua exposição aos elementos externos.

O terraço, de modo a minimizar o risco de infiltrações deve ser pintado com uma tinta própria para terraços acessíveis ou utilizar revestimentos de impermeabilização. Existem soluções tradicionais onde se utiliza matérias betuminosas ou resinas de asfalto em camadas. Pode aplicar-se, em alternativa, camadas múltiplas de membrana ou telas e feltros betuminosos.

Exteriormente devem ser repostas as portadas assim como as janelas partidas ou substituição por elementos que aumentem o conforto térmico.

O friso existente deve ser recuperado preservando a arquitetura original do edifício.

6.3. Comportamento sísmico

O edifício tem uma dimensão pequena, mas grande inércia devido às paredes portantes que funcionam bem aos carregamentos gravíticos. A capacidade de resistir aos esforços de corte ou de tração é no entanto diminuta ou nula. A garantia de ligação entre os elementos, presentes na parede de alvenaria deve ser acautelada com reposição e fechamento das juntas, onde está exposta. Deve assegurar-se a ligação entre paredes e paredes com cobertura tornando-as solidárias.

O efeito de “caixa” deve ser garantido através da ligação entre paredes e entre parede-cobertura.

Conforme referido no capítulo 5, verificou-se que o edifício tem algumas irregularidades, devendo-se eliminar ou minorar os efeitos que daí decorrem.

O betão armado utilizado não possui a capacidade resistente necessária aos esforços atuantes devendo adotar-se outra solução, como a apresentada de substituição por um aço A400 permitindo valores de armadura aceitáveis. A armadura existente é insuficiente e deve ser reforçada.

Devido à degradação da madeira o pavimento existente não foi contabilizado. Deve no entanto repor-se o pavimento pois tem um papel importante de travamento das paredes de alvenaria. A inclusão de elementos metálicos para reforço estrutural em zonas de concentração de tensões é uma solução que se deve adotar.

O edifício não tem zonas que precisem de ser demolidas com exceção da parede de tabique já bastante deteriorada. Devem substituir-se alguns elementos que se encontrem degradados adotando materiais com as mesmas propriedades.

A estrutura existente tem pouca capacidade dissipativa na ocorrência de eventos sísmicos. Podem no entanto acautelar-se os efeitos na estrutura, garantindo uma melhor ligação entre elementos.

7. Conclusões

As construções antigas, como no caso prático, apresentam sérios problemas estruturais quando se verifica a segurança estrutural, podendo obter-se cenários alarmantes face a eventos sísmicos.

Da inspeção ao edifício observou-se a existência de várias patologias e problemas na estrutura. A falta de recobrimentos das armaduras e oxidação resultante na perda de secção são problemas que devem ser resolvidos. As fendas e fissuras nas paredes devem ser fechadas e os elementos detiorados substituídos.

A análise realizada verificou a segurança estrutural, em foco os elementos de betão armado verificando-se que existe uma ineficiente relação entre a armadura utilizada e o betão, com vigas de dimensões excessivas e armadura insuficiente para a carga atuante. A substituição por aço corrente parece ser a solução mais viável obtendo-se valores económicos da armadura a utilizar.

A tipologia do edifício, do tipo misto constituído por paredes de alvenaria de pedra e cobertura em betão armado tem uma exposição grande a fenómenos sísmicos, resultante numa maior vulnerabilidade. Edifícios de alvenaria são mais propensos a um colapso global que edifícios correntes de betão armado e alvenaria.

Neste edifício, dadas as suas características, deve evitar-se aumentar o risco se verificarmos as seguintes condições:

- Não eliminar elementos de contraventamento horizontal, como paredes.
- Fragilizar as paredes com abertura de roços sem reforço;
- Aumentar a sua volumetria sem se realizar o dimensionamento e aumento da sua capacidade resistente.
- Substituição por outros elementos diferentes dos originais.

A intervenção deve diminuir a vulnerabilidade ao realizar travamento da fachada de alvenaria especialmente na divisão C, onde se tem paredes de maior espessura e maior amplitude de movimento. Reforçar a ligação da laje vigada à parede obtendo-se o efeito diafragma. Aplicação de malhas de reforço onde se verifica maior risco de colapso e reforço nas zonas irregulares onde existe maior concentração de esforços.

O funcionamento dos elementos é condicionado pelas ligações, e dada a geometria do edifício é um fator determinante verificar uma boa ligação entre os elementos. Existem zonas críticas que devem ser reforçadas, onde os planos das paredes têm direções diferentes.

As infiltrações da água e a humidade são fatores que originam várias patologias e devem ser acauteladas. Um bom escoamento através de canchais deve ser assegurado, com a devida manutenção. O edifício tem várias patologias que devem ser corrigidas

A intervenção deve, finalmente, obter os níveis desejáveis de conforto numa habitação como destina a obra em questão através de isolamentos térmicos e acústicos.

8. Bibliografia

1. **Tostões, A. (2004).** *Construção moderna: as grandes mudanças do século XX -Aula nº5.* Lisboa : IST .
2. **Appleton, J. (2005).** *Construções em betão - Nota histórica sobre a sua evolução.* Lisboa : IST.
3. Regulamentação da construção em Portugal. [Online] 2005. [Citação: 13 de 5 de 2014.] http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/reg_const_Portugal.html.
4. **Pina, C. (2010).** Seminário “Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal”. Porto : s.n.
5. Regulamento Revisão do Plano Director Municipal. 2011.
6. Sistema de informação para o Património Arquitectónico. *SIPA*. [Online] [Citação: 13 de Fevereiro de 2014.] <http://www.monumentos.pt/>.
7. Sebenta de Estruturas. s.l. : UCP, 2007.
8. *CSi Knowledge Base*. [Online] [Citação: 8 de Junho de 2014.] wiki.csiamerica.com.
9. Tabelas diversas. s.l. : IST.
10. Regulamento para o emprego do betão armado. 1918.
11. **Camara, J. N.** *Introdução ao comportamento do betão armado.* Lisboa : Sebenta IST, 2013/14.
12. NP EC2 (2010) Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, CEN , Bruxelas.
13. NP EC8 (2010) Projecto de estruturas para resistência ao sismo Parte1: regras gerais, ações sísmica e regras para edifícios , CEN, Bruxelas.
14. **GEOTEST.** *Consultores geotécnicos e estruturais.*
15. Regulamento para o emprego do "beton" armado. s.l. : Associação dos Engenheiros Cívicos Portugueses, 1918.
16. *NP EC0 (2009) Bases para o projecto de estruturas CEN, Bruxelas.*
17. NP EC0 .
18. *Verificação do Comportamento em serviço (ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO – SLS)*. s.l. : Sebenta ,IST, 2012/13.
19. **Brazão.** 2005.
20. **Miranda J.M., et al.** *Riscos Naturais.* s.l. : Instituto Dom Luis.
21. *LNEC*. [Online] [Citação: 27 de 6 de 2014.] <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>.
22. NP EC8 (2010) Projecto de Estruturas para resistência aos sismos , CEN, Bruxelas.

23. **Bhatt, C.** Analise Sísmica de edifícios de Betão armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises Lineares e não lineares.
24. **Sousa, J. A.** *Inspecção e reabilitação de estruturas segundo a NP EN 1504 - Caso de obra.*
25. **Mota, K. L.** *Caracterização e tipificação in situ de paredes de alvenaria de pedra.* 2009.
26. **Lourenço, R.**
27. **Appleton, J.** *Reabilitação de Estruturas de Madeira.* Lisboa : s.n., Outubro 2012.
28. CM-Lisboa. [Online] [Citação: 14 de 7 de 2014.]
29. *Diário da República, 2.ª série - N.º 102.* 28 de maio de 2013.
30. *CM-Viseu.* [Online] [Citação: 16 de Junho de 2014.]