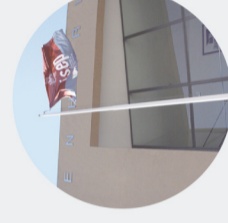




INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO: ESTUDO E APLICAÇÃO A UM CASO PRÁTICO

MARA ALEXANDRA ALONSO FÉLIX

novembro de 2016



INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO: ESTUDO E APLICAÇÃO A UM CASO PRÁTICO

MARA ALEXANDRA ALONSO FÉLIX
Outubro de 2016



INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO: ESTUDO E APLICAÇÃO A UM CASO PRÁTICO

Mara Alexandra Alonso Félix

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Carlos Filipe Guedes Rodrigues

Co-Orientador: Professor Doutor Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa

Outubro de 2016

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de texto.....	xi
Índice de figuras	xv
Índice de tabelas	xxi
1 Introdução.....	1
2 Causas das anomalias em edifícios de betão armado	5
3 Classificação e tipificação de anomalias	37
4 Inspeção de edifícios de betão armado	63
5 Ensaio de diagnóstico	87
6 Caso de estudo.....	141
7 Conclusão.....	169
Referências bibliográficas.....	171
Anexos	177

RESUMO

A existência de edifícios de betão armado com anomalias graves e muito graves tem preocupado os donos de obra e a comunidade técnica. Desta forma, afigura-se como essencial a inspeção para avaliar o estado de conservação dessas mesmas estruturas. Só assim se poderão projetar medidas corretivas adequadas e eficazes.

Nesta dissertação, são apresentados os principais mecanismos que levam à degradação dos edifícios de betão armado, bem como as causas para essas ocorrências, sendo que aqui se procura efetuar uma listagem bastante completa. A exposição das anomalias possíveis é suportada por imagens elucidativas.

As práticas recomendadas para a inspeção de edifícios de betão armado e os ensaios que permitem a determinação do verdadeiro estado dos materiais são, posteriormente, alvo de estudo. Procura-se analisar a estrutura como um todo e delinear uma estratégia de intervenção.

No final, é efetuada uma avaliação do estado de conservação de um edifício, adotado como caso de estudo. Neste contexto, são representados em mapas de anomalias os problemas detetados no mesmo. Correlacionam-se resultados de vários ensaios de diagnóstico e sugere-se um conjunto de disposições corretivas para o edifício.

Palavras-chave: Inspeção, Anomalias, Betão Armado, Corrosão, Estado de Conservação, Ensaios.

ABSTRACT

The existence of reinforced concrete buildings with serious and very serious anomalies has worried the owners and the technical community for some time. In this way, it is essential to inspect the state of conservation of these structures. Only then can adequate and effective corrective measures be defined.

In this thesis, the main mechanisms that lead to the degradation of the reinforced concrete buildings are presented, as well as the causes for these occurrences, with the objective of creating a complete listing. The presentation is supported by elucidating images.

The recommended practices for the inspection of reinforced concrete buildings and the tests that allow the determination of the true state of the materials are subsequently studied. The aim is to analyze the structure as a whole and define an intervention strategy.

At the end, an evaluation of the conservation state of a building, adopted as a case do study, is made. In this context, the problems detected in this building are represented in maps of anomalies. The results of several diagnostic tests are correlated and a set of corrective arrangements for the building are suggested.

Keywords: Inspection, Pathologies, Reinforced Concrete, Corrosion, Conservation Status, Testing

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Carlos Rodrigues e Engenheiro Alexandre Costa, orientadores deste trabalho de dissertação, por todo o apoio prestado e conhecimento transmitido, sem o qual não seria possível a realização deste trabalho.

Ao Engenheiro Filinto Trigo, orientador na unidade curricular de TPC-DIPRE, pelo apoio prestado durante o período da sua orientação.

Ao Laboratório de Estruturas e ao Laboratório de Materiais de Construção pela cedência do espaço, bem como dos materiais e equipamentos utilizados durante a realização da campanha experimental.

À Engenheira Maria de Fátima Silva por toda a disponibilidade apresentada para a realização de ensaios no Laboratório de Materiais de Construção, assim como conhecimentos transmitidos.

Ao Engenheiro Paulo Guedes pelo apoio nas visitas à obra adotada como caso de estudo.

Ao Ivo pelo apoio incondicional, carinho e compreensão, e pelo apoio em laboratório.

Aos meus pais, irmã e sogros, os quais sempre me apoiaram neste percurso.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Objetivos.....	1
1.3	Organização da dissertação.....	2
2	Causas das anomalias em edifícios de betão armado.....	5
2.1	Degradação do betão.....	6
2.1.1	Causas mecânicas.....	6
2.1.2	Causas químicas.....	10
2.1.3	Causas físicas.....	17
2.1.4	Fogo.....	20
2.2	Mecanismos e agentes de corrosão das armaduras.....	21
2.2.1	Carbonatação.....	27
2.2.2	Ação dos cloretos.....	29
2.2.3	Correntes parasitas.....	32
2.3	Erros de projeto e de execução.....	33
2.3.1	Erros de projeto.....	33
2.3.2	Erros de execução.....	34
3	Classificação e tipificação de anomalias.....	37
3.1	Anomalias verificadas no betão.....	37
3.1.1	Fissuração.....	37
3.1.2	Delaminação e descasque do betão.....	49
3.1.3	Desagregação do betão.....	50

3.1.4	Esmagamento do betão.....	50
3.1.5	Desgaste do betão	51
3.1.6	Deformações.....	52
3.1.7	Imperfeições do betão.....	55
3.1.8	Exposição à água.....	56
3.2	Anomalias verificadas na armadura.....	57
3.2.1	Corrosão da armadura.....	57
3.2.2	Amarração insuficiente.....	58
3.2.3	Armaduras expostas	58
3.2.4	Posicionamento incorreto da armadura.....	59
3.3	Outras anomalias	59
3.3.1	Pinturas indesejadas	60
3.3.2	Vegetação indesejada.....	60
3.4	Estados de conservação e de manutenção.....	61
4	Inspeção de edifícios de betão armado	63
4.1	Introdução.....	63
4.2	Síntese de conhecimento.....	64
4.2.1	Contextualização histórica.....	64
4.2.2	DURATINET	66
4.3	Sistemas de inspeção	68
4.3.1	Sistema classificativo - Matrizes de correlação	68
4.3.2	Manual de inspeção e diagnóstico com recurso ao programa SPSS	68
4.3.3	Grupo de estudos de patologias da construção – PATORREB.....	70
4.3.4	Metodologias de diagnóstico exigencial.....	71
4.3.5	Método de Avaliação do estado de Conservação de Imóveis (MAEC).....	71
4.3.6	Outros métodos de diagnóstico	74
4.3.7	Normas e documentos internacionais.....	77

4.4	Metodologias de inspeção.....	82
4.4.1	Aspetos gerais.....	82
4.4.2	Recolha de informação.....	83
4.4.3	Inspeção preliminar.....	83
4.4.4	Inspeção principal.....	84
5	Ensaio de diagnóstico.....	87
5.1	Enquadramento.....	87
5.2	Ensaio de resistência.....	87
5.2.1	Extração e ensaio de carotes.....	87
5.2.2	Determinação do índice esclerométrico – Esclerómetro.....	92
5.2.3	Medição da velocidade de propagação de ultrassons.....	96
5.2.4	Medição da resistência à penetração.....	103
5.2.5	Ensaio de tração direta.....	104
5.2.6	Ensaio de arranque.....	106
5.3	Ensaio de durabilidade.....	110
5.3.1	Profundidade de carbonatação.....	110
5.3.2	Teor de Cloretos.....	111
5.3.3	Permeabilidade aparente à água e ao ar.....	112
5.3.4	Resistividade elétrica do betão.....	114
5.4	Deteção de armaduras e avaliação do recobrimento.....	116
5.5	Monitorização de fissuras e fendas.....	118
5.5.1	Monitorização de fissuras e fendas com o fissurómetro simples.....	118
5.5.2	Medição com o alongâmetro em juntas e fissuras.....	119
5.6	Caracterização experimental.....	120
5.6.1	Notas introdutórias.....	120
5.6.2	Composição do betão.....	120
5.6.3	Ensaio aos 7 dias.....	121

5.6.4	Ensaio após 28 Dias.....	128
5.6.5	Correlação de resultados.....	133
5.6.6	Outros ensaios – Resistividade.....	136
5.6.7	Observações finais.....	140
6	Caso de estudo.....	141
6.1	Introdução e enquadramento.....	141
6.2	Caracterização estrutural.....	141
6.3	Inspeção Visual e Mapeamento de Anomalias.....	145
6.3.1	Lista de Anomalias.....	145
6.4	Ensaio de diagnóstico.....	153
6.4.1	Determinação da dureza superficial – Esclerómetro.....	154
6.4.2	Resistência à compressão do betão – Extração de carotes.....	157
6.4.3	Profundidade de carbonatação e espessura de recobrimento.....	162
6.5	Avaliação do estado de conservação.....	164
6.5.1	Interpretação de resultados.....	164
6.5.2	Estado de conservação.....	165
6.6	Sugestões de reparação.....	167
7	Conclusão.....	169
7.1	Conclusões Finais.....	169
7.2	Desenvolvimentos Futuros.....	170
	Anexo I – Manuais de equipamentos.....	177
	Anexo II – Tabelas de resultados ensaios do caso de estudo.....	177
	Anexo III – Plantas estruturais.....	177
	Anexo IV – Mapas de anomalias.....	177

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Causas comuns de deterioração no betão armado (NP EN 1504-9, 2009).....	5
Figura 2.2 - Pavimento com sinais de abrasão (Abreu, 2010).....	7
Figura 2.3 – Pilar com ataque de sulfatos (Coutinho, 2001).....	12
Figura 2.4 - Relação entre a expansão, após 224 dias, e o teor em sílica reativa dos agregados (Costa, 1999).	13
Figura 2.5 – Ponte sob ação de reação álcalis-sílica (Lopes, 2004).....	14
Figura 2.6 – Degradação por ação de águas puras (Costa, 2011).	16
Figura 2.7 – Estrutura com degradação devido ao ciclos gelo-degelo (Costa, 2012).	18
Figura 2.8 – Representação esquemática da fluência (http://ctborracha.com/?page_id=1135).	20
Figura 2.9 - Modelo simplificado do mecanismo de corrosão (Andrade, 2001).....	21
Figura 2.10 – Efeito da humidade na resistividade do betão (A/C=0,40) (Costa, 1999).	23
Figura 2.11 - Influência da humidade no coeficiente de difusão do oxigénio (Costa, 1999).	24
Figura 2.12 - Influência da temperatura na velocidade de corrosão (Costa, 1999).....	25
Figura 2.13 - Efeito do teor em água com a velocidade de corrosão (Costa, 1999).	27
Figura 3.1 – Exemplo de fissura causa por esforço de tração (Cóias, 2009).....	38
Figura 3.2 – Exemplo de fissura em viga devido a esforço transversal (Cóias, 2009).....	39
Figura 3.3 - Exemplo de fissura em viga devido a momentos fletores (Cóias, 2009).....	39
Figura 3.4 - Exemplo de flexão lateral numa viga (Araújo,2003).	40
Figura 3.5 – Exemplo de fissura em viga devido a esforço de torção (Cóias, 2009).	40
Figura 3.6 – Exemplo de laje com fissuras devido ao punçoamento (Araújo,2003)	41
Figura 3.7 – Exemplos de fissurações devido a assentamentos diferenciais (Pereira, 2005).	43
Figura 3.8 – Fissuração devido a retração plástica (EP, 2006).	44

Figura 3.9 – Esquema de viga com fissuração devido a variações térmicas (Araújo,2003).	45
Figura 3.10 – Esquema de laje fissurada devido a variações térmicas (Araújo,2003).	45
Figura 3.11 – Esquema de Vigota com fissuração horizontal (Araújo,2003).....	46
Figura 3.12 – Exemplo de abobadilha esmagada (Arújo,2003).....	46
Figura 3.13 – Fissuração horizontal em pano de alvenaria devido a deformação da viga (Araújo,2003) .	47
Figura 3.14 – Fissuração vertical da alvenaria do pano superior devido a flecha negativa (Araújo,2003)	48
Figura 3.15 - Fissuração vertical da alvenaria do pano inferior devido a flecha positiva (Araújo, 2003)...	48
Figura 3.16 – Destacamento do pano de alvenaria, devido a deformação da viga (Pereira, 2005).	48
Figura 3.17 - Exemplo de elementos com delaminação e destacamento do betão.	49
Figura 3.18 – Superfície de betão desagradada devido ao ataque de ácido (Costa, 2012).	50
Figura 3.19 – Esmagamento de uma viga (Costa, 2012).	51
Figura 3.20 – Deterioração da camada superficial do betão devido à passagem de água (Costa, 2012)..	51
Figura 3.21 – Deformação excessiva de corpo em balanço (odrigorcarvalho.com.br/artigos/patologias-em-concreto-armado/).	52
Figura 3.22 - Desalinhamento de pilar em relação a viga.	53
Figura 3.23 – Colapso de pilar devido à encurvadura (Camargos, 2010).....	53
Figura 3.24 – Viga empenada	54
Figura 3.25 - Segregação na parte inferior da parede.....	55
Figura 3.26 – Superfície de betão com chochos.....	55
Figura 3.27 – Parede com sinais de lixiviação.	56
Figura 3.28 – Manchas de humidade e escorrência de água.	57
Figura 3.29 – Viga com armadura à vista com sinais de corrosão.....	58
Figura 3.30 - Armadura exposta devido a recobrimento insuficiente.....	58
Figura 3.31 - Segregação do betão, devido a armadura muito próxima (Moraes, 2016).	59
Figura 3.32 – Pinturas indesejadas em betão.....	60
Figura 3.33 – Vegetação indesejada em elementos de betão.	60
Figura 4.1 – Fluxograma da organização do Sistema Classificativo (Brito, 2009).	68

Figura 4.2 - Interface PATORREB.....	70
Figura 4.3 - Parte da Ficha do MAEC referente à parte do edifício (NRAU, 2007).....	72
Figura 4.4 – Critérios de avaliação da gravidade de anomalias (NRAU,2007)	73
Figura 4.5 - Ponderações de elementos funcionais (NRAU, 2007).	74
Figura 5.1 – Extração de carote.....	89
Figura 5.2 - Tipos de rotura satisfatória em provetes cilíndricos (NP EN 12390-3:2011).	90
Figura 5.3 - Tipos de rotura não satisfatória em provetes cilíndricos (NP EN 12390-3:2011)	90
Figura 5.4 – Equipamento de determinação do índice esclerométrico – Digi-Schmidt, Proceq.....	93
Figura 5.5 - Correlação entre a resistência à compressão e o número de ressalto, R, para um equipamento tipo N (Neponuceno, 1999).....	94
Figura 5.6 – Curva base para o ensaio com o esclerómetro (NP EN 13791, 2008).....	95
Figura 5.7 - Métodos de colocação dos transdutores (NP EN 12504-4, 2007).	97
Figura 5.8 - Exemplo para determinação da velocidade de ultrassons na transmissão indireta (NP EN 12504-4, 2007).	98
Figura 5.9 – Curva base para a velocidade de propagação de ultrassons (NP EN 13791, 2008).	100
Figura 5.10 – Determinação da profundidade de fendas (Nepomuceno, 1999).	100
Figura 5.11 - Pistola de Windsor (El Kordi, 2016).....	104
Figura 5.12 - Ensaio de tração direta "Pull Off" (Nepomuceno, 1999).	105
Figura 5.13 - Digital Pull Off Strength Tester.....	105
Figura 5.14 – Gráfico de correlação entre a força de arranque do Ensaio Pull-Off com a resistência à compressão.	106
Figura 5.15 - Esquema de ensaio de arranque (Nepomuceno,1999).....	107
Figura 5.16 - Mecanismo “Lok test” (http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/LOK-test.pdf).	107
Figura 5.17 Mecanismo “Capo test” (http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/capo-test.pdf).	107
Figura 5.18 - Lok – Test (http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/LOK-test.pdf).....	108
Figura 5.19 – Capo-Test (http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/capo-test.pdf).....	109

Figura 5.20 – Correlação entre a força de arranque e resistência à compressão para o ensaio tipo Lok Test (http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/LOK-test.pdf).....	110
Figura 5.21 - Profundidade de Carbonatação.	111
Figura 5.22 - Esquema de Ensaio Figg ao Ar (esq) e à Água (dir) (DuratiNET, 2013).....	113
Figura 5.23 - Equipamento do teste de Figg (Bungey, 2006).	113
Figura 5.24 – Equipamento de medição da resistividade, Resipod (Proceq).	115
Figura 5.25 - Equipamento Ferrosan PS200 S.....	116
Figura 5.26 - Equipamento Profoscope, Proceq.	117
Figura 5.27 - Esfera de influência (Profoscope- Instruções operacionais – Proceq, 2012).	117
Figura 5.28 - Comparador de Fissuras (Esq.) e Medidor Ótico (Dir.) (reabilitacaodeedificios.dashofer.pt).	118
Figura 5.29 – Fissurómetro (http://www.grupoacre.com.pt/loja/acessorios-auscultacao/Fisurometro-plano-transparente/).	119
Figura 5.30 – Alongâmetro tipo LNEC (reabilitacaodeedificios.dashofer.pt).....	120
Figura 5.31 - Amassadura de betão.....	121
Figura 5.32 – Provetes de betão moldados em laboratório.....	121
Figura 5.33 - Provetes de betão alvo de ensaio.	122
Figura 5.34 – Ensaio de Resistividade.....	122
Figura 5.35 – Ensaio de Ultrassons com o Equipamento <i>Tico</i>	123
Figura 5.36 – Ensaio Pull-off.	124
Figura 5.37 - Fotografias de alguns dos provetes utilizados no ensaio Pull-Off.....	125
Figura 5.38 – Ensaio de determinação da dureza superficial- Esclerómetro.	125
Figura 5.39 - Ensaio de resistência à compressão.	126
Figura 5.40 - Modos de rotura de cubos aos 7 dias.	127
Figura 5.41 - Fotografias com exemplos do resultado do ensaio de Pull-Off	131
Figura 5.42 - Exemplos de rotura do ensaio de compressão	133
Figura 5.43 - Gráfico de correlação entre a velocidade de ultrassons e resistência à compressão.....	133

Figura 5.44 – Gráfico de relação entre a velocidade de ultrassons e a resistência à compressão segundo a NP EN 13791.....	134
Figura 5.45 – Gráfico de correlação entre o índice de resalto do esclerómetro e a resistência à compressão	136
Figura 5.46 – Pilar de escadas de acesso ao Auditório Magno	137
Figura 5.47 – Pilares de escada de acesso ao Auditório Magno	137
Figura 5.48 – Pormenor de Pilar (Esq.)- Pilares do viaduto da VL8 (Dir.).....	138
Figura 5.49 – Parede de contenção alvo de estudo	139
Figura 6.1 - Esquema representativo dos Blocos.	141
Figura 6.2 – Planta Estrutural Bloco 1-0 (Semelhante ao Bloco 5).....	142
Figura 6.3 - Planta Estrutural Bloco 2-0 (Semelhante aos Blocos 3 e 4).	142
Figura 6.4 – Inexistência de Pilar 9 no Bloco 2.	143
Figura 6.5 – Pormenores construtivos da laje de escadas.	144
Figura 6.6 – Parede existente ao nível da cave dos Blocos 2,3 e 4.	144
Figura 6.7 - Viga interrompida e ausência de apoio na cobertura do Bloco 5.....	145
Figura 6.8 – Delaminação pontual do betão em vigas, pilares e lajes.	146
Figura 6.9 – Delaminação extensa do betão em pilares, vigas e lajes.	147
Figura 6.10 – Corrosão da armadura com perda de secção.....	148
Figura 6.11 – Armadura à vista sem recobrimento em lajes e vigas.....	149
Figura 6.12 - Fendilhação em parede de contenção e alvenarias.....	149
Figura 6.13 – Vazios, ninhos de brita e porosidade em pilares, vigas e paredes.....	150
Figura 6.14 – Desalinhamento e imperfeições nos nós de ligação viga-pilar.	151
Figura 6.15 – Lixiviação do betão e escorrências de água.	152
Figura 6.16 – Aspeto construtivo com interferência na durabilidade.	152
Figura 6.17 – Rotura de vigotas junto aos apoios.	153
Figura 6.18 – Execução do ensaio de determinação de dureza superficial – Esclerómetro.	154
Figura 6.19 – Valores médios de resistência à compressão por Bloco recorrendo ao esclerómetro.....	155
Figura 6.20 – Extração de carotes para determinação da resistência à compressão.	158

Figura 6.21 – Gráfico de correlação entre os valores de resistência à compressão entre as carotes e o valor médio do ressalto do esclerómetro.	162
Figura 6.22 – Ensaio de medição da profundidade de carbonatação e medição do recobrimento	163
Figura 6.23 – Esquema de recobrimento.	164
Figura 6.24 – Ligação entre patamar de escadas e pilar adjacente.	166

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ação dos ácidos no betão (Costa, 1999).....	15
Tabela 2.2 - Correlação entre a resistividade e a velocidade de corrosão (Costa, 1999).	24
Tabela 4.1 – Classificação das anomalias (Araújo, 2008)	69
Tabela 4.2 - Classificação do estado de conservação (NRAU, 2007).....	74
Tabela 5.1 - Coeficiente k1 em função do número n de resultados (NP EN 13791, 2008).....	95
Tabela 5.2 – Correlação entre a velocidade de propagação dos ultrassons e a qualidade do betão (Cóias, 2009).	99
Tabela 5.3 – Valores do coeficiente dinâmico de Poisson (BS 1881: 203, 1986).....	102
Tabela 5.4– Relação entre a velocidade de propagação dos ultrassons e módulos de elasticidade dinâmico e estático (BS 1881: 203, 1986).....	103
Tabela 5.5 – Teor máximo de cloreto (NP EN 206, 2007).	112
Tabela 5.6 – Valores correntes de permeabilidade aparente ao ar e à água e índice TEA para diferentes betões (Cóias, 2006).....	114
Tabela 5.7 - Valor de referência para avaliação da resistividade do betão (IAEA, 2002).	115
Tabela 5.8 - Resultados obtidos no ensaio de resistividade aos 7 dias.....	122
Tabela 5.9 - Resultados do ensaio de Ultrassons aos 7 dias.	123
Tabela 5.10 - Resultados obtidos no ensaio Pull-Off aos 7 dias.....	124
Tabela 5.11 - Resultados obtidos com o Esclerómetro aos 7 dias.	126
Tabela 5.12 - Resultados obtidos no ensaio de compressão aos 7 dias.	127
Tabela 5.13 - Resultados de Ensaio de Resistividade aos 28 dias	128
Tabela 5.14 - Resultados do ensaio de ultrassons aos 28 dias.....	129
Tabela 5.15 – Resultados do ensaio Pull-Off aos 28 dias.	130
Tabela 5.16 - Resultados do ensaio com o esclerómetro aos 28 dias.....	131

Tabela 5.17 - Resultados do ensaio de compressão aos 28 dias.....	132
Tabela 5.18 – Variáveis utilizadas na aplicação da norma NP EN 13791	134
Tabela 5.19 – Comparação entre valores das curvas do ensaio de compressão in situ e valores da curva de correlação a partir de ensaio indireto.....	135
Tabela 5.20 – Resultados do ensaio de resistividade dos pilares do ISEP.....	137
Tabela 5.21 – Resultados do ensaio de resistividade pilares viaduto VL8	138
Tabela 5.22 – Resultados de resistividade de parede de contenção	139
Tabela 6.1 – Valores médios da resistência à compressão e desvio padrão.	156
Tabela 6.2 – Média da resistência à compressão por bloco e por piso – Esclerómetro.	157
Tabela 6.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão – Carotes.....	158
Tabela 6.4 – Valores de Resistência à compressão média de cada bloco.....	159
Tabela 6.5 - Margem k associada a pequeno número de resultados de ensaio.	160
Tabela 6.6 – Valores de resistência à compressão in situ e classe de resistência por bloco.	161
Tabela 6.7 - Valores de resistência à compressão in situ e classe de resistência por piso.	161
Tabela 6.8 – Valores médios da profundidade de carbonatação por bloco e piso.	163
Tabela 6.9 - Valores médios do recobrimento da armadura por bloco e piso.....	164

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A inspeção estrutural de edifícios de betão armado assume um caráter primordial na atualidade, tanto pela crescente preocupação com a segurança das construções, como também devido à crescente necessidade de reabilitação de edifícios históricos. No entanto, qualquer edifício que apresente problemas estruturais deverá ser estudado e abordado tendo em conta um conjunto de processos que sejam adequados a um caso de estudo.

Atualmente existe um elevado número de edifícios de betão armado, dado que este tipo de construção é bastante generalizado. As construções em betão armado são utilizadas em grande escala à cerca de 60 anos. No entanto, com a passagem do tempo, tem sido verificada a degradação destas estruturas, demonstrando que a durabilidade das mesmas não é tão elevada como se julgava. A suposição de que as estruturas de betão armado seriam muito duráveis levou a que os procedimentos de manutenção fossem descurados. Tal facto implica que, muitas das vezes, seja necessária a realização de trabalhos de reparação mais extensos e complexos.

A inexistência de legislação relativa aos procedimentos de manutenção revela-se problemática, uma vez que a aplicação da mesma impediria a evolução das anomalias, dado que, muitas das vezes, estas agravam-se e levam a outras.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste tema de dissertação é o de identificar e apresentar as metodologias de inspeção estrutural adequadas à análise de edifícios de betão armado, por forma a determinar o seu estado de conservação e, conseqüentemente, o grau de intervenção necessário para reabilitar as estruturas em causa.

Para além do objetivo primordial apresentado anteriormente, este trabalho visa também apresentar quais são as problemáticas que afetam os edifícios em betão armado em termos de segurança e durabilidade, bem como analisar quais as soluções aplicáveis a cada tipo de problema.

Para análise das anomalias verificadas torna-se ainda essencial a compreensão dos ensaios que têm que se levar a cabo. Por esta razão, procurar-se-á a identificação dos equipamentos e suas funcionalidades, bem como dos respetivos procedimentos de ensaio.

Este tema de dissertação tem ainda como objetivo a análise de um caso real de inspeção e diagnóstico, avaliando o estado de conservação da estrutura e definindo a intervenção necessária.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho de dissertação encontra-se dividido em sete capítulos, os quais são explicados em seguida.

O primeiro capítulo introduz o tema a abordar no trabalho, sendo apresentadas as motivações que levaram à escolha do tema e ao seu desenvolvimento. São também definidos os objetivos a atingir no final deste mesmo trabalho de dissertação, referindo também a ligação do tema com um caso prático. A organização do trabalho de dissertação é também aqui apresentado.

O segundo capítulo aborda as causas das anomalias presentes em edifícios de betão armado. Faz-se primeiramente uma explicação das causas de degradação do betão e o modo como estas ocorrem, sendo também apresentadas formas de evitar essa mesma degradação. O mesmo é feito para a corrosão das armaduras. Para além da degradação dos materiais, são também abordados os erros de projeto e de execução que podem levar à degradação dos edifícios de betão armado.

No terceiro capítulo, são apresentadas as anomalias passíveis de serem verificadas nos edifícios de betão armado, bem como se identificam as respetivas causas. Esta análise é acompanhada de imagens exemplificativas. Apresenta-se ainda um critério com vista à avaliação sistemática do estado de conservação dos elementos estruturais.

O quarto capítulo é dedicado às metodologias de inspeção de edifícios de betão armado, sendo feita inicialmente uma síntese do conhecimento, onde se efetua uma contextualização histórica. Em seguida, são apresentados os sistemas de inspeção existentes, tanto a nível nacional como a nível internacional.

O quinto capítulo é relativo aos ensaios necessários para que possa ser levada a cabo a inspeção de edifícios de betão armado. Estes visam a avaliação da durabilidade e da resistência, podendo ser laboratoriais ou realizados “in situ”.

Já no sexto capítulo, é efetuada a apresentação do caso prático, sendo descrita a tipologia de construção e as suas especificidades. Apresentam-se os métodos de inspeção utilizados e são apresentados os resultados dos ensaios levados a cabo. Estes resultados levam a conclusões sobre o estado de conservação do edifício, sendo apresentadas sugestões de reparação no final.

O sétimo e último capítulo apresenta as conclusões obtidas durante a realização desta dissertação, sendo também indicados possíveis desenvolvimentos futuros que sejam benéficos à inspeção de edifícios de betão armado.

2 CAUSAS DAS ANOMALIAS EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

A importância do betão armado em Portugal e no mundo é bastante conhecida. De facto, a maior parte das estruturas em Portugal, construídas a partir da segunda metade do século XX, quando o país sofre significativa expansão do parque edificado, são construídas em betão armado. Devido à utilização já prolongada de betão armado, tornou-se possível conhecer os tipos de anomalias subjacente a este material. Estas devem ser compreendidas e analisadas para que possam ser eliminadas ou impedidas.

Neste capítulo serão analisadas as causas comuns de deterioração das estruturas de betão armado, sendo analisados separadamente a degradação do betão e a corrosão das armaduras. Esta apresentação foi estruturada tendo em conta a norma NP EN 1504-9 2009, apresentada na Figura 2.1

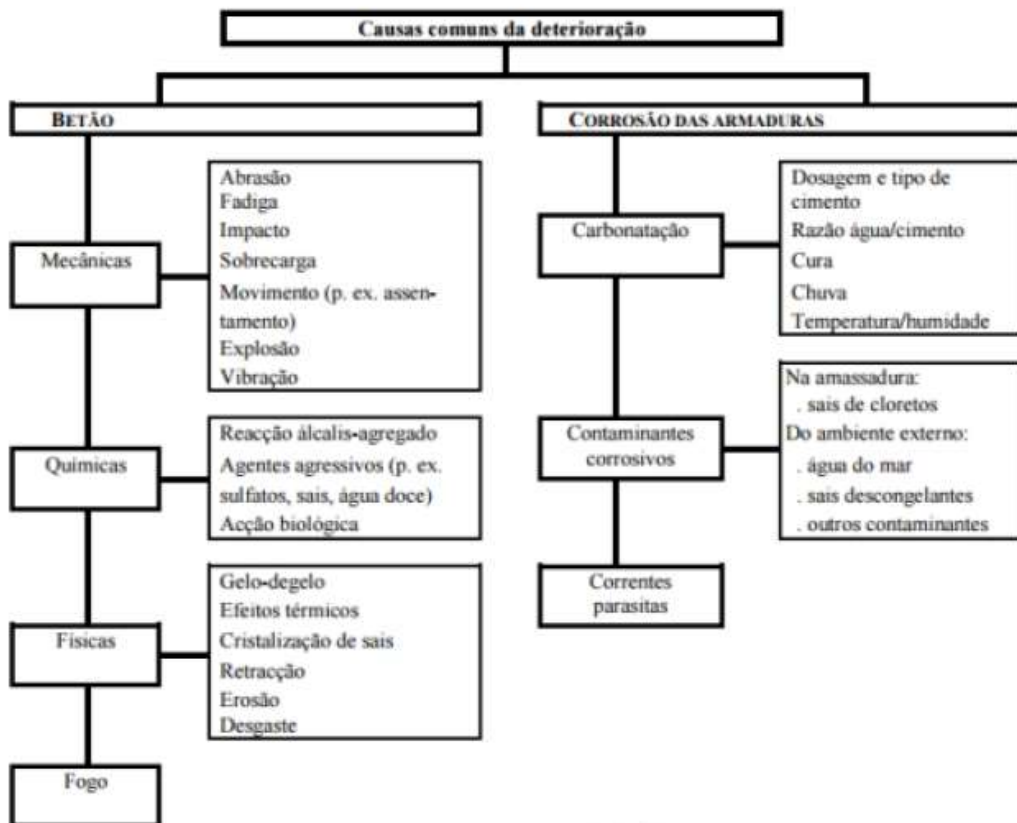


Figura 2.1 - Causas comuns de deterioração no betão armado (NP EN 1504-9, 2009).

2.1 DEGRADAÇÃO DO BETÃO

O betão utilizado deve satisfazer um conjunto de disposições regulamentares, as quais visam a qualidade e durabilidade deste mesmo material. Com o cumprimento das disposições regulamentares, garante-se a qualidade dos elementos construtivos, sendo que, no entanto, não se devem descuidar os agentes agressores que os possam pôr em causa. Só assim é possível evitar custos elevados de reparação. Ainda assim, as estruturas devem ser alvo de procedimentos de manutenção, os quais são definidos pelo tipo de ações internas e externas que possam influenciar a estrutura, uma vez que as exigências são distintas de caso para caso.

Tal como apresentado anteriormente na Figura 2.1, a degradação do betão pode dever-se a causas mecânicas, causas químicas, causas físicas e também ao fogo. Os subcapítulos seguintes são dedicados à apresentação destas causas de degradação do betão.

2.1.1 Causas mecânicas

Abrasão

A abrasão dos elementos de betão armado representa uma forma de desgaste do betão, levando a que exista uma gradual diminuição da secção dos elementos em causa. Este tipo de ataque pode ter diversas causas sendo algumas destas:

- Deslizamento de objetos;
- Impacto de objetos;
- Tráfego de pessoas ou veículos.

Os componentes que determinam a resistência dos elementos de betão armado a este tipo de ataque são os agregados. Isto porque estes são substancialmente mais resistentes que a pasta de cimento, a qual se desgasta mais facilmente. No entanto, quando os betões apresentam classes de resistência superiores, as pastas de cimento têm uma maior resistência, fazendo com o que a importância dos agregados seja menor.

Para se reduzir a abrasão devem ser tomadas precauções quanto ao tipo de betão a utilizar e também garantir uma boa camada superficial deste, uma vez que esta será a primeira a ser atacada. Para que esta camada seja o melhor possível deve garantir-se que o acabamento e a compacidade sejam bons. A razão água/cimento deve ser reduzida, garantindo assim uma pasta de cimento mais resistente, mas não em demasia, por forma a que exista agregado nas camadas superficiais do betão. O tempo de cura é também importante para que o betão atinja a resistência adequada.

Em casos em que a abrasão pode tomar proporções mais gravosas para os elementos de betão armado, é possível utilizar endurecedores, os quais selam os poros interiores do betão. Desta forma melhoram o comportamento ao desgaste deste mesmo material. A Figura 2.2 apresenta um pavimento no qual é visível a abrasão.



Figura 2.2 - Pavimento com sinais de abrasão (Abreu, 2010).

Fadiga

Usualmente, a fadiga do betão não apresenta ameaça a edifícios de betão armado. Isto porque, em edifícios de betão armado as cargas são muito constantes. A fadiga manifesta-se em estruturas sujeitas a solicitações cíclicas, sendo este efeito agravado em estruturas com maior esbelteza. O tipo de estruturas que podem apresentar algumas dificuldades face a cargas cíclicas são, por exemplo as pontes e as plataformas petrolíferas, os quais têm grandes cargas solicitantes e que são muito variáveis. Já nos edifícios de betão armado, a fadiga tende a manifestar-se somente em elementos muito esbeltos.

A fadiga do betão leva ao aparecimento de fissuras com tensões inferiores à de rotura, sendo que quanto maior for a frequência de aplicação de solicitação, menor o valor apresentado para essa mesma tensão. Deve também ter-se em conta a amplitude de tensões, uma vez que uma amplitude maior leva a um número de ciclos resistentes menor.

As fissuras que aparecem levam a uma degradação gradual do betão, fazendo com que a capacidade resistente deste vá sendo reduzida à medida que as mesmas aumentam de dimensão. As fissuras têm início em zonas em que existam defeitos ou que seja verificada uma maior fragilidade do elemento. Muitas das vezes, uma zona com maior volume de vazios é a responsável pelo início da fissura.

Deve garantir-se que uma estrutura sujeita à fadiga tem um comportamento mais dúctil, garantindo assim que os problemas sejam detetados com antecedência e que os utilizadores da mesma tenham tempo para intervir. É também de grande importância que, ao dimensionar a estrutura, seja efetuado um sobredimensionamento que preveja este efeito. Desta forma, garante-se que o número de ciclos resistentes é superior, embora a capacidade resistente máxima seja muito superior ao necessário. Este

sobredimensionamento pode ser efetuado com um aumento de secção, com a utilização de um betão de melhor qualidade e com armadura mais resistente.

É também importante referir que as fissuras não se limitam a reduzir a capacidade do betão. De facto, as fissuras permitem a penetração de agentes agressivos no betão, podendo levar à despassivação das armaduras, aumentando assim a velocidade de corrosão. Este fenómeno será explicado no Subcapítulo 2.2.

Impacto

As estruturas de betão armado podem ser sujeitas a impactos, os quais podem colocar em causa a sua integridade. Estes impactos podem provocar esmagamento e fissuração do betão, o que reduz em muito a capacidade resistente dos elementos estruturais. Os impactos podem dever-se à queda de objetos ou equipamentos pesados em obra, ou a fatores externos durante a construção ou utilização.

O impacto pode provocar o destacamento do betão da camada de recobrimento. Em casos de impactos mais fortes, pode ainda ocorrer uma redução significativa da secção do elemento afetado e também o empenamento do mesmo. Para além da perda de resistência, estas anomalias permitem um ataque mais rápido por substâncias exteriores agressivas ao betão e à armadura.

A ductilidade do elemento é importante, pois, desta forma, existe uma maior deformação sem haver deterioração. Estes elementos têm uma maior capacidade de dissipação de energia.

Sobrecarga

A sobrecarga pode levar a deformações elevadas ou ao aparecimento de fissuras. Em casos extremos pode até levar à rotura do elemento em causa. Estes casos podem ocorrer durante a construção, aquando da utilização de máquinas bastante pesadas que são apoiadas na estrutura. Quando esta não está projetada para este efeito podem ocorrer problemas graves de segurança e colocar em causa o período de vida da estrutura. Também durante o período de utilização, é possível que as sobrecargas tomem valores acima do desejado, sendo exemplo muito corrente as salas onde são arquivados documentos em excesso.

Projetar uma estrutura dúctil é importante para que os utilizadores consigam detetar os problemas e intervir atempadamente.

Movimentos e assentamentos

Os assentamentos das estruturas podem também causar problemas. Estes assentamentos podem, para além do empenamento estrutural e fissuras, o que pode levar à redistribuição de esforços. Em casos mais graves pode dar-se a rotura de elementos estruturais.

A realização de obras junto ao solo em causa, pode levar a que seja verificado um assentamento deste. Este assentamento pode dever-se ao carregamento do solo, vibrações ou escavações. As vibrações são também passíveis de acontecer quando se verifica a existência de estradas, linhas férreas, ou outro tipo de vias.

Também a heterogeneidade do terreno pode levar a que existam assentamentos diferenciais, os quais são altamente prejudiciais às estruturas. Os assentamentos diferenciais podem ainda ocorrer devido à insuficiente compactação do solo.

Quando o solo não apresenta capacidade resistente suficiente para suportar as cargas solicitantes, pode dar-se a rotura. No entanto, este tipo de ocorrências são bastante raras e devem-se à falta de preparação do terreno, ou a um sistema construtivo que apresente fundações inadequadas.

A presença de lençóis freáticos a cotas muito próxima da fundação dos edifícios ou a variação do nível freático podem levar a um assentamento da estrutura. Os mesmos problemas são verificados quando se dá o rebentamento de uma conduta de abastecimento de água.

Explosão

As explosões são ocorrências muito raras no nosso país. De facto, são mais correntes em cenários de guerra. No entanto, uma explosão pode ocorrer devido a gás, ou até mesmo a equipamentos caseiros. Estes casos raramente são acautelados em projeto.

Uma explosão pode danificar uma estrutura completa, ou apenas uma parte dela em casos de explosões mais fracas. O impacto pode causar descascamento do betão, deformação dos elementos estruturais e fissuração. Quanto mais afastados os elementos construtivos menores serão os danos provocados. No entanto, estes elementos podem também sofrer danos irreversíveis. Em casos mais graves pode ocorrer ainda a rotura de alguns elementos estruturais e até mesmo da estrutura.

As explosões são menos graves quando a classe resistente do betão é mais elevada, sendo que uma maior ductilidade é também uma vantagem nestes casos, uma vez que a estrutura tem uma maior capacidade de deformação e, por isso, menos frágil.

Vibração

As vibrações são um fator que pode colocar em perigo a estrutura e a segurança dos utilizadores. No entanto, o peso que estas têm no dimensionamento das estruturas varia de zona para zona. Os sismos são uma das causas das vibrações, sendo a geologia a determinar a ocorrência destes e a resistência dos solos onde a estrutura se encontra. As zonas com maior ocorrência de sismos são designadas por zonas sísmicas. Também os solos têm uma grande influência nas vibrações a que a estrutura está sujeita, sendo que solos mais brandos e espessos tendem a amplificar as ondas sísmicas de baixa frequência.

Também os bombardeamentos, o manuseio de materiais pesados durante a construção e a cravação de estacas podem levar a vibrações indesejadas. Estas causas devem também ser acauteladas consoante a possibilidade do seu acontecimento.

As vibrações podem ocorrer em diversos sentidos e direções, levando a que a estrutura esteja sujeita a solicitações superiores nas mesmas direção e sentido das solicitações atuantes correntes. As vibrações podem levar ao aparecimento de solicitações em direções não previstas, podendo as mesmas assumir proporções muito elevadas. Os elementos verticais são os mais afetados, tais como pilares ou paredes resistentes.

Existe um conjunto de medidas normalmente utilizadas em situações em que as estruturas estão altamente sujeitas a vibrações, sendo algumas destas:

- Dimensionamento de pilar mais resistente e vigas mais fracas;
- Utilização de estruturas mistas para redução de peso próprio;
- Utilização de sistema de amortecimento na base dos edifícios.

Ação biológica

A ação biológica pode levar a ataque mecânicos nas estruturas de betão armado. Isto acontece quando a vegetação se aloja nos poros ou fendas do betão, gerando assim forças expansivas que tendem a alargar as fissuras e poros.

2.1.2 Causas químicas

O ataque químico ao betão dá-se quando agentes agressivos entram em contacto com este, conseguindo penetrá-lo. A deterioração do betão pode manifestar-se através da fendilhação, devido a expansões, e através do enfraquecimento do ligante do betão, o qual se deve à dissolução dos agentes agressivos nos poros. As reações químicas apenas ocorrem devido à presença da água no interior dos poros do betão, não só pelo facto de se dar a dissolução dos agentes agressores, como também pelo facto de a água permitir a deslocação dos mesmos no interior do betão. Deste modo, o ataque é mais acentuado em estruturas que estão submersas ou que tenham períodos de molhagem mais alargados. Em situações em que a humidade relativa é baixa a degradação do betão devido a este tipo de ataque é desprezível.

Em seguida são apresentados os diversos tipos de reações químicas e agentes agressores que provocam a deterioração do betão.

Reação dos sulfatos

O ataque químico por sulfatos pode ter origem interna ou externa. Em ambos os casos, é altamente dependente do teor de humidade no betão.

O ataque externo por parte dos sulfatos é verificado nas camadas mais superficiais do betão. A profundidade do ataque depende muito da porosidade do betão, fator que determina a penetração destes agentes agressores. Após a penetração, os sulfatos reagem com os componentes da pasta de cimento, principalmente com os aluminatos de cálcio hidratados, sendo gerado um gel expansivo que se designa por etringite. Este gel promove a fissuração do betão, aumentando assim a sua permeabilidade e reduzindo a sua resistência. Quando isto acontece, a degradação do betão dá-se a um ritmo mais elevado.

Neste tipo de ataque, a exposição ambiental tem uma elevada relevância. A degradação do betão por ataque de sulfatos é determinada, com os restantes parâmetros estáveis, pela quantidade dos mesmos na água e no solo. É também importante ter em conta o efeito que a alteração de temperatura tem na velocidade de degradação do betão. De facto, o aumento de temperatura acelera a velocidade do ataque.

Noutros casos, o ataque dá-se internamente após o endurecimento do betão, envolvendo a remobilização dos sulfatos presentes na pasta de cimento. Esta movimentação dos sulfatos acontece quando se verifica o aumento da temperatura a que o betão está sujeito ainda durante o período de cura. Nestes casos, a fendilhação não acontece apenas nas camadas mais superficiais do betão. Pode, de facto, ser verificada uma fendilhação generalizada. A reação ocorrida nestes casos é semelhante à verificada em ataques externos. No entanto, existem casos com maior probabilidade de ocorrência destes ataques, tais como betões com tratamentos térmicos e betões com cimentos de alta resistência.

Também a pasta de cimento é afetada, perdendo capacidade resistente. Isto acontece quando existe um ataque por parte de sulfato de magnésio, o qual reage com o hidróxido de cálcio que se encontra livre na solução dos poros do betão. Como o hidróxido de cálcio deixa de existir nos poros na sua forma inicial, os silicatos de cálcio deixam de estar estáveis, sofrendo assim uma deterioração tal que leva ao enfraquecimento da pasta de cimento do betão, Figura 2.3.

Para que este tipo de ataque seja evitado devem ser utilizados cimentos com quantidades reduzidas de aluminato tricálcico, em situações de quantidades médias de sulfato. Também se pode utilizar micro sílica, pozolanas e escórias de alto forno, para reduzir a quantidade de hidróxido de cálcio e reduzir a porosidade do betão. Também a razão água/cimento pode ser diminuída, levando a uma menor permeabilidade do betão.



Figura 2.3 – Pilar com ataque de sultatos (Coutinho, 2001).

Reação álcalis-sílica

Outra forma de degradação do betão por ataque químico é a reação álcalis-sílica. Esta reação ocorre entre os álcalis presentes na pasta de cimento, sob a forma de sódio ou potássio, ou provenientes do exterior, e os minerais de sílica presente nos agregados do betão.

Este ataque químico pode ter origem interior ou exterior. Isto porque existem metais alcalinos na pasta de cimento, bem como no ambiente exterior que se encontra em contacto com a estrutura. Quando o ataque é exterior, a degradação sucede nas camadas mais superficiais do betão. Já o ataque interior, provoca a degradação do betão em qualquer zona do mesmo.

Este tipo de degradação ocorre porque a reação entre os álcalis e os agregados gera um gel expansivo que causa pressões no interior dos poros do betão. Quando o betão é muito poroso este gel consegue expandir-se para os poros vizinhos. Uma maior rede interna de poros permite que o gel se expanda, evitando que as pressões internas geradas sejam altas. No entanto, quando estas pressões são elevadas o betão começa a fendilhar, colocando em causa a integridade da estrutura. Para que isto aconteça é necessário que exista água em quantidade suficiente para que o gel se expanda. Isto significa que teores de humidade baixos não originam problemas de fendilhação. De facto, considera-se que a reação álcalis-sílica é desprezável quando o teor de humidade é inferior a 85% (Neville, 1995).

A reação é mais gravosa com concentração elevada de álcalis nos poros do betão e no ambiente exterior. Também o teor em sílica dos agregados é preponderante no grau de degradação do betão. Em condições

ideais, os agregados devem ter o mínimo teor em sílica possível e o cimento deve ter uma menor concentração de álcalis.

No entanto, a quantidade de sílica presente nos agregados não tem uma relação linear com a degradação do betão. De facto, valores baixos podem ser desprezáveis, mas valores muito elevados levam também a uma redução da degradação. Existe assim um intervalo de valores crítico que deve ser evitado, estando este compreendido entre os 3,5% e os 5,5%. Para evitar que estes valores sejam atingidos, pode aumentar-se a quantidade de sílica adicionando sílica em pó na produção do betão. Na Figura 2.4, é apresentada a relação entre a expansão, após 224 dias, e o teor em sílica reativa dos agregados (Costa, 1999).

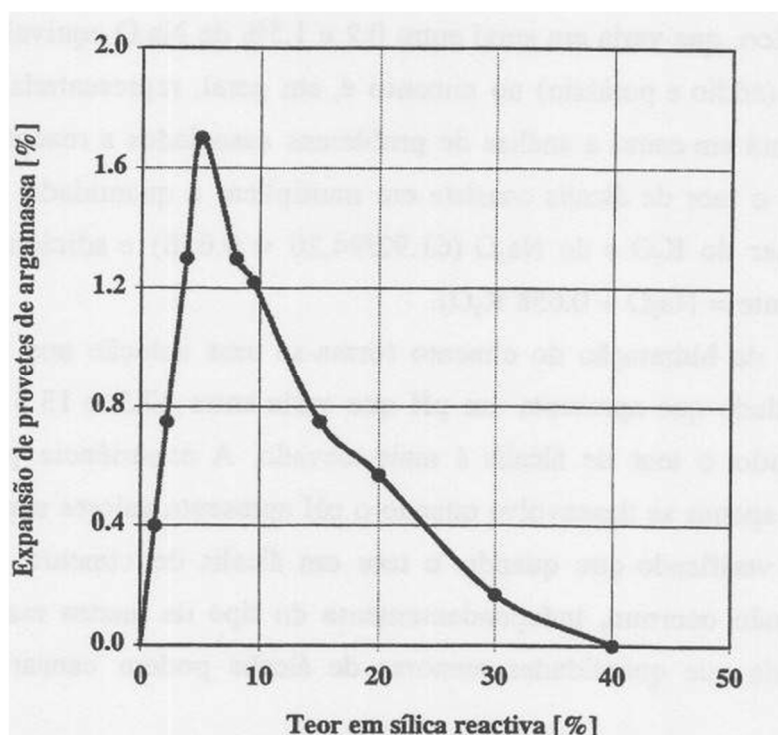


Figura 2.4 - Relação entre a expansão, após 224 dias, e o teor em sílica reativa dos agregados (Costa, 1999).

O teor crítico de sílica depende em grande parte da razão água/cimento utilizada, uma vez que, com uma relação menor o valor crítico aumenta.

No que toca aos álcalis, podem utilizar-se cimentos em que o teor destes seja inferior a 0,6%, sendo estes cimentos designados como cimentos com baixo teor em álcalis. É também importante que o cimento utilizado tenha baixo teor em hidróxido de cálcio, uma vez que este componente incrementa a deterioração do betão.

A quantidade de álcalis não é apenas determinante para esta reação, sendo também essencial para as reações apresentadas a seguir, uma vez que os álcalis aumentam o pH da solução presente nos poros do betão.



Figura 2.5 – Ponte sob ação de reação álcalis-sílica (Lopes, 2004).

Ácidos, sais e águas puras

Estes agentes agressores manifestam a sua ação através da decomposição da pasta de cimento, a qual perde as suas capacidades ligantes.

No caso dos ácidos, o fator que mais contribui para este efeito é a elevada alcalinidade da solução dos poros do betão, a qual se deve à própria pasta de cimento quando se encontra hidratada. Esta perde as suas capacidades ligantes devido aos hidróxidos de cálcio, silicatos de cálcio e aluminatos de cálcio, que, quando hidratados, passam a tomar a forma de sais de cálcio, os quais são solúveis. O grau de deterioração da pasta de cimento depende assim da solubilidade dos sais produzidos nesta reação, sendo uma menor solubilidade mais favorável à integridade das propriedades deste material ligante. A Tabela 2.1 apresenta uma lista dos ácidos que causam ataque no betão.

Tabela 2.1 – Ação dos ácidos no betão (Costa, 1999).

Ritmo de ataque à temperatura ambiente	Ácidos inorgânicos	Ácidos orgânicos
Rápido	Clorídrico Fluorídrico Nítrico Sulfúrico	Acético Fórmico Láctico
Moderado	Fosfórico	Tânico
Baixo	Carbónico	-
Desprezável	-	Oxálico
		Tartárico

Outro fator que influencia a deterioração da pasta de cimento é a frequência com que as soluções contaminadas se renovam, sendo que são mais graves situações em que esta frequência é mais elevada.

É possível avaliar a gravidade do ataque consoante o pH das soluções dos poros. Consideram-se ataques moderados quando o pH é inferior a 6,5, severo quando o pH é inferior a 5,5 e muito severo quando o pH é inferior a 4,5 (Neville, 1995).

Os sais apresentam reações semelhantes com os componentes da pasta de cimento aos apresentados anteriormente. Mas, nos casos de ataques químicos por sais, também são atacados os silicatos de cálcio, os quais são convertidos em silicatos de magnésio, que provocam a deterioração da pasta de cimento e perda das suas capacidades ligantes. Normalmente, estes ataques são levados a cabo pelos sais de magnésio e amónio.

As águas puras têm alto poder de dissolução, podendo provocar lixiviação após a dissolução do hidróxido de cálcio. Isto leva também à perda de capacidade ligante da pasta de cimento, promovendo assim a degradação do betão. A lixiviação é verificada através do aparecimento de eflorescências à superfície do betão, exemplo na Figura 2.6. As águas correntes são mais severas no mecanismo de deterioração do que as águas estagnadas. Isto porque a renovação das águas promove uma dissolução contínua do hidróxido de cálcio, levando até à total eliminação deste elemento do betão. Com isto dá-se a deterioração dos restantes elementos da pasta de cimento, uma vez que estes apenas se encontram estáveis em soluções que contenham hidróxido de cálcio. Essa deterioração leva ao aparecimento de alumina-gel e sílica-gel, cujas propriedades ligantes são nulas.



Figura 2.6 – Degradação por ação de águas puras (Costa, 2011).

Estas águas podem ser resultantes de gelo ou neve derretidos, água da chuva, condensação do vapor de água e nevoeiro. Estas contêm baixo teor de iões de cálcio e, por isso, apresentam o elevado grau de deterioração da pasta de cimento. Já as águas provenientes de solos, rios ou lagos contêm elevado teor em cálcio, sulfato e cloreto, não se apresentando prejudiciais às propriedades ligantes da pasta de cimento. Estas águas são designadas por águas duras. Quanto maior a dureza da água menor será a perda de capacidades ligantes da pasta de cimento. Este indicador é medido pelo teor de iões de cálcio na água.

A gravidade do ataque por parte dos ácidos, sais ou água pode ser incrementada pelo dióxido de carbono, elemento que, ao reagir com o hidróxido de cálcio e carbonato de cálcio, leva ao aparecimento de bicarbonato de cálcio, o qual é solúvel. O bicarbonato de cálcio pode levar à lixiviação do hidróxido de cálcio do betão, tendo o efeito negativo deste facto sido explicado anteriormente.

Este mecanismo de ataque promove uma deterioração das camadas mais superficiais do betão, levando a uma possível redução de secção. Isto acontece dado que o betão pode desagregar. À medida que a redução de secção se vai dando, as camadas de betão exposto têm tendência a ser mais porosas que as camadas superficiais do betão. Desta forma, a degradação do betão vai aumentando de ritmo.

Ação biológica

O ataque químico por ação biológica pode dever-se a diversos factos, sendo que os ácidos resultantes são os principais responsáveis pela deterioração do betão.

Um dos casos mais gravosos prende-se com as bactérias presentes nas águas de esgoto. Isto porque, quando as condições ideais estão reunidas e a temperatura é elevada, estas mesmas bactérias promovem a transformação dos compostos de enxofre em ácido sulfídrico. Este ácido, quando é dissolvido na película superficial do betão, pode tomar a forma de ácido sulfúrico, o qual é muito agressivo.

Contudo, as estruturas de betão armado correntes, estão mais sujeitas ao ataque de microrganismos, os quais produzem ácido húmico. Este ácido leva à deterioração da pasta de cimento, a qual perde as suas capacidades ligantes. Desta forma o betão acaba por perder resistência.

Também a fixação de vegetação em poros ou fissuras, apresentada como causa mecânica anteriormente, pode levar ao ataque químico do betão. Isto porque essa vegetação pode reter água no betão, ajudando assim a que outros processos de degradação sucedam.

2.1.3 Causas físicas

Gelo-degelo

Os efeitos dos ciclos de gelo-degelo são mais sentidos em países com um clima temperaturas mais baixas, sendo que em Portugal estes raramente ocorrem. No entanto, estes efeitos não devem ser desprezados.

Os ciclos de gelo-degelo têm uma maior probabilidade de ocorrência em superfícies horizontais com maior exposição aos elementos, ou em elementos verticais que se encontrem ao nível da água. Quando as temperaturas são baixas, a água dos poros congela e aumenta de volume em cerca de 9%. Com isto dá-se um aumento de pressão no interior dos poros do betão que, quando excede a resistência de tração do betão, leva a um aumento do tamanho dos poros e, progressivamente, à fendilhação. É ainda possível a ocorrência de delaminação, a qual se deve por sua vez aos repetidos ciclos de gelo-degelo. Estes fatores levam a que o comportamento do betão num próximo ciclo gelo-degelo piore, uma vez que este já se encontra enfraquecido. No caso de os poros não se encontrarem saturados não se dá o aumento de volume dos poros nem a fendilhação, desde que consigam acomodar o aumento de volume do gelo.

O comportamento do betão a este tipo de ataque varia segundo a porosidade e classe de resistência do betão, mas também segundo a sua idade. É durante o período de cura que se dão as maiores diferenças de comportamento do betão. Em casos em que o betão ainda não tenha endurecido apenas se verifica um aumento de volume do mesmo, sendo que o processo de hidratação das partículas da pasta de cimento é interrompido temporariamente. Nestes casos não se verifica perda de resistência. Em betões que já tenham endurecido, mas ainda não tenham atingido a sua capacidade resistente máxima, os períodos de gelo-degelo são mais gravosos, uma vez que o aumento de volume da água dos poros implica fissuração e uma elevada perda da capacidade resistente.

Uma das formas de reduzir este efeito é a adição de ar ao betão na sua produção. Desta forma aumentam-se os poros em volume por forma a poderem conter mais água e, conseqüentemente, acomodarem um maior volume de gelo. Também a classe resistente do betão tem peso no comportamento a este tipo de ataque uma vez que betões mais resistentes podem sustentar pressões expansivas maiores. Uma razão água-cimento baixa é boa dado que a porosidade do betão é mais alta.

A utilização de sal para descongelamento da água dos poros é gravosa, dado este provoca a corrosão das armaduras e da fissuração do betão. A fissuração deve-se à perda de temperatura na superfície do betão, levando a um choque térmico entre esta camada e o interior. A Figura 2.7 contém um exemplo de uma estrutura que sofreu degradação devido aos ciclos gelo-degelo.



Figura 2.7 – Estrutura com degradação devido ao ciclos gelo-degelo (Costa, 2012).

Efeitos térmicos

A temperatura ambiente pode causar a degradação do betão devido à sua variação. De facto, quando as variações de temperatura são muito altas pode ocorrer fissuração. Este fenómeno deve-se ao facto de o betão expandir ou retrair consoante o aumento ou diminuição da temperatura, respetivamente. Estas variações de temperatura são primeiramente suportadas pelas camadas superficiais, sendo que estas variam também de temperatura rapidamente. No entanto, as camadas interiores do betão não acompanham esta variação tão rapidamente. A fissuração ocorre quando as tensões interiores geradas pelas diferenças de temperatura sejam superiores à resistência máxima à tração do betão. Estas tensões são geradas devido à variação de volume das camadas superficiais em relação às camadas mais interiores.

Um fator que pode influenciar o comportamento do betão a este tipo de ataque é a classe resistente do mesmo, uma vez que betões com maior capacidade resistente têm uma maior resistência à tração. Também a utilização de revestimentos é vantajosa, uma vez que a temperatura na superfície do betão não aumentará tão rapidamente, levando assim a um aumento de temperatura do elemento mais uniforme.

Cristalização de sais

Os sais na solução de poros do betão podem levar à degradação deste quando se dá a formação de cristais. A cristalização de sais ocorre quando a água da solução dos poros se evapora. Uma evaporação rápida leva a que os sais se mantenham no interior dos poros, sendo que uma evaporação lenta leva a que estes

se movimentem para a superfície do betão levando ao aparecimento de eflorescências. Sendo assim, a cristalização dos sais é maior quando a evaporação é rápida.

Alguns dos sais podem cristalizar mesmo em contacto com a solução saturada nos poros. Isto leva a pressões no interior dos poros que podem levar à fendilhação do betão quando a resistência máxima à tração é excedida.

A deterioração ocorre nas faces onde se verifica a evaporação da água. Em alguns casos, algumas faces estão em contacto com a solução que contém os sais, sendo, por isso, nas outras que ocorre a evaporação. Exemplo disto são as águas do mar, as quais têm elevado teor em sais. As molhagens e secagens sucessivas pioram a situação, sendo os elementos que se encontram ao nível da água os mais severamente atacados. Estes ciclos permitem a constante entrada de sais no betão, em períodos de molhagem, e a evaporação de água do interior do betão, em períodos de secagem. No entanto, este tipo de ataque é mais severo em climas quentes e com um teor de humidade baixo. Também a orientação dos elementos tem influência na severidade do ataque por cristalização dos sais presentes na solução dos poros do betão, sendo os elementos horizontais os mais atacados.

Este processo vai piorando o estado do betão uma vez que a fendilhação e aumento de volume dos poros vai permitindo que uma maior quantidade de sais seja alojada no interior do betão.

Retração

A retração do betão acontece em qualquer estrutura de betão armado. Esta é caracterizada pela redução das dimensões dos elementos de betão armado, a qual se deve à perda de água que a pasta de cimento contém. Esta perda pode dever-se apenas à secagem quando a humidade exterior é menor que a humidade do betão, e pode agravar-se em climas muito quentes. No entanto, a perda de água pode ainda ocorrer devido aos carregamentos do betão, os quais levam à perda de água da pasta de cimento. O efeito do carregamento do betão leva a uma perda constante de humidade do betão.

A retração inicia-se quando o betão ainda está fresco, dado que se dá a perda de humidade do mesmo. Também nesta fase se verifica uma movimentação das partículas sólidas para as camadas mais inferiores dos elementos construtivos, sendo este fenómeno designado por sedimentação. Tal facto leva a uma ascensão do ar e da água, designada por exsudação, fazendo com que a água possa evaporar mais facilmente. Acresce ainda o fator negativo da possibilidade de aparecimento de fissuras no interior do elemento, as quais se devem aos fenómenos anteriores.

Fluência

Os efeitos da fluência traduzem-se na deformação da estrutura a partir do momento em que nela são aplicadas cargas. Esta deformação inicia-se aquando da descofragem e remoção do escoramento, sendo responsáveis o peso próprio da estrutura e dos restantes elementos construtivos e ainda as solicitações

existentes. A fluência é uma deformação plástica, o que significa que não é totalmente reversível. Contudo, alguma da deformação pode ser recuperada, tal como se pode verificar no gráfico da Figura 2.8.

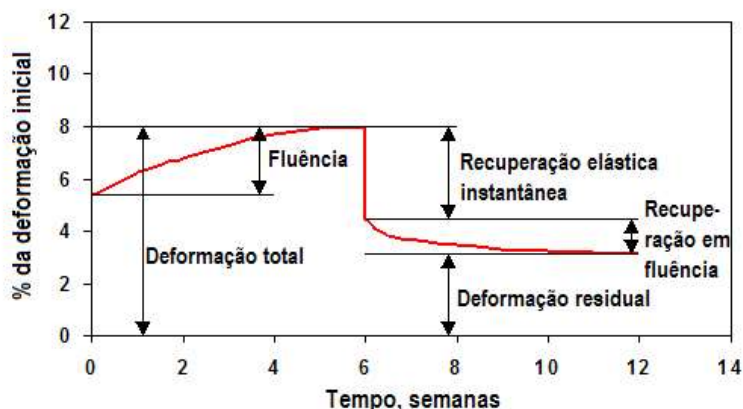


Figura 2.8 – Representação esquemática da fluência (http://ctborracha.com/?page_id=1135).

Como é possível verificar, quando se dá o descarregamento da estrutura ocorre uma recuperação da deformação elástica de forma imediata. A restante deformação só é reversível em parte. Desta forma, mesmo que o betão se encontre sem qualquer solicitação, incluindo o seu peso próprio, é verificada uma deformação decorrente do processo de carregamento.

As deformações por fluência são drasticamente reduzidas em elementos pré-esforçados, dado que o pré-esforço cria tensões de compressão no betão que limitam o seu movimento.

Erosão e desgaste

A erosão de estruturas de betão armado é uma forma de desgaste que se deve ao efeito das águas que transportam partículas sólidas. O efeito que estas águas têm é em tudo semelhante ao da abrasão explicado anteriormente. Apenas as circunstâncias sob as quais este ataque acontece são diferentes.

Para reduzir a erosão e o desgaste, o betão deve ter uma alta razão água-cimento e uma camada superficial com bom acabamento. Uma classe resistente de betão superior leva a uma menor erosão, uma vez que desta forma a pasta de cimento é mais resistente. Mais uma vez se refere o efeito vantajoso da utilização dos endurecedores, os quais selam os poros interiores do betão.

2.1.4 Fogo

A ação do fogo é traduzida na alteração que este induz nos materiais constituintes do betão devidas às elevadas temperaturas. O aumento de temperatura leva à evaporação da água presente no interior do betão, o que leva a que os componentes da pasta de cimento, tais como os silicatos de cálcio, os sulfoaluminatos de cálcio e o hidróxido de cálcio, deixem de se encontrar hidratados. A composição destes elementos é inevitavelmente alterada e dá-se uma perda de capacidade resistente da pasta de cimento.

Também os agregados são afetados em caso de ação do fogo. Isto, porque os mesmos têm tendência a dilatar com o aumento de temperatura. Conjuntamente com a retração da pasta de cimento, verifica-se uma perda da capacidade aderente entre estes dois constituintes do betão. Todavia, este efeito pode ser mais ou menos gravoso, dependendo do teor de humidade do betão, uma vez que este pode conter mais água que a necessária para a hidratação dos componentes da pasta de cimento anteriormente referidos. Maiores teores de humidade podem indicar mais água nos poros do betão, mais água adsorvida, a qual se encontra na superfície do betão e dos seus poros, e mais água capilar. Isto significa que o betão tem mais água no seu interior que pode perder antes de os elementos da pasta de cimento começarem a desidratar e de os agregados começarem a dilatar. No entanto, a permeabilidade do betão deve ser alta, caso contrário o vapor de água no seu interior não consegue sair com tanta facilidade, levando a um aumento de pressão que pode levar à delaminação do elemento estrutural.

2.2 MECANISMOS E AGENTES DE CORROSÃO DAS ARMADURAS

A corrosão ocorre devido às diferenças de potencial verificadas nas diferentes partes da armadura. Este é um processo eletroquímico. A Figura 2.9 apresenta o processo de corrosão da armadura, muitas vezes designado por pilha ou célula de corrosão.

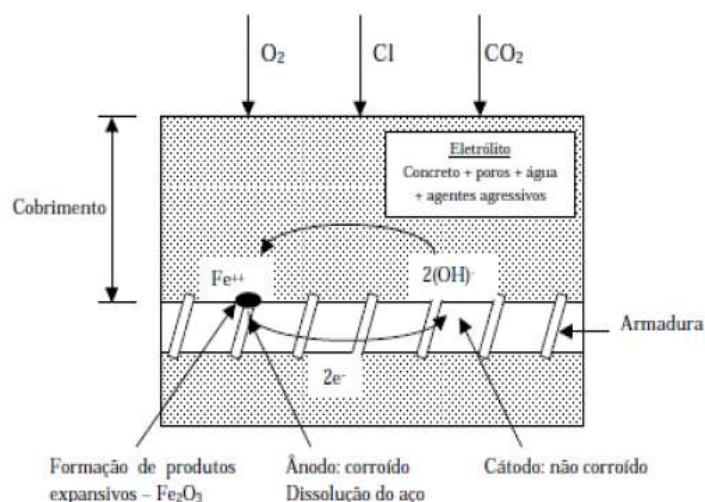
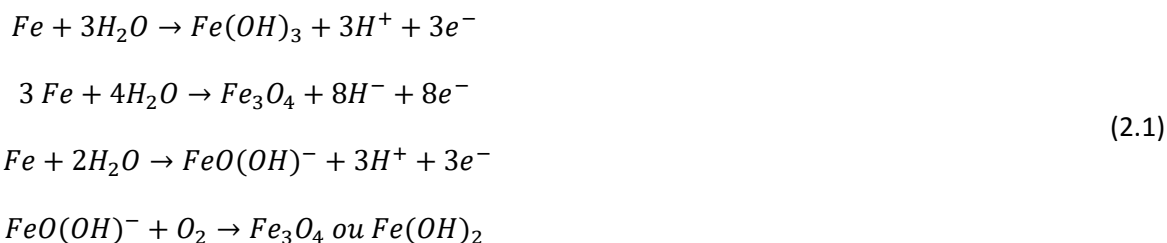


Figura 2.9 - Modelo simplificado do mecanismo de corrosão (Andrade, 2001).

Na zona designada por ânodo dá-se a dissolução do ferro, processo no qual são libertados 2 eletrões por cada átomo desta mesma zona. Atravessando a armadura, estes mesmos eletrões chegam ao cátodo, onde reagem com a água e o oxigénio. Essa reação leva à criação de iões de hidróxido (OH^-), os quais são atraídos, por sua vez, para o ânodo. Com isto está criado o circuito elétrico. Quando este processo se

verifica, dá-se um fortalecimento de uma película protetora, conferida pelo betão, de óxido de ferro na zona do cátodo, mas o mesmo não acontece no ânodo.

A velocidade a que a corrosão ocorre depende da disponibilidade de oxigénio e de água presentes no cátodo, os quais levam a reações secundárias (2.1) que, por sua vez, levam à fendilhação e delaminação do betão por aumento de secção da armadura.



A corrosão das armaduras em estruturas de betão armado deve-se, em grande parte, à deterioração do betão e à agressividade do ambiente que interage com a estrutura. Em condições ideais, o betão constitui uma proteção eficaz para a armadura no seu interior.

A qualidade do betão é garantida por uma composição adequada e por uma boa execução da estrutura, sendo que deste modo a armadura se encontra protegida pela camada de recobrimento. Esta camada de recobrimento impede a penetração de elementos agressivos e gera um meio de alta alcalinidade que protege a armadura. A alcalinidade é devida ao elevado teor de hidróxido de cálcio e também à presença de hidróxidos de sódio e de potássio no betão, os quais se dissolvem na água presente nos poros do betão, dando origem a uma solução alcalina que envolve as armaduras. Forma-se assim uma fina película de óxido de ferro, estável, em redor da armadura, passivando-a. Esta película impede assim que a corrosão aconteça. No entanto, esta película pode ser comprometida pela redução do pH, que num betão novo varia entre 12.5 e 13.5, para um valor entre 10 e 11. É quando a película de óxido de ferro se encontra comprometida que existe a possibilidade de corrosão.

É no ânodo que se dá a despassivação da armadura. No entanto, para existir corrosão, é necessário que exista um zona que tenha contacto com oxigénio ou água, sendo esta zona o cátodo. Esta anomalia pode ser detetada quando se verifica que em zonas de fendas ou destacamento, existem manchas de ferrugem no betão que se devem à camada de ferrugem que cobre a armadura. As situações em que a corrosão não se manifesta à superfície são mais gravosas. Estes casos ocorrem quando o ânodo não tem contacto com oxigénio por imposição da saturação do betão. Isto leva a que os iões de ferro fiquem retidos na solução dos poros, levando assim a que não exista expansão da armadura e fendilhação do betão. A estrutura vai perdendo assim resistência sem aviso, podendo colocar em causa a segurança. Em casos de inspeção, esta anomalia só é detetada quando se procede à remoção da camada de recobrimento da armadura.

Em ambientes pouco agressivos, tais como interiores secos, a velocidade de corrosão é muito baixa dado que o betão apresenta uma elevada resistência elétrica, o que limita a passagem de iões entre cátodo e ânodo.

Parâmetros principais que influenciam a corrosão

A resistividade do betão e o acesso de oxigénio são os parâmetros que determinam a velocidade de corrosão, assim que a película de óxido de ferro é danificada. No entanto, estes parâmetros são influenciados por outros, os quais são apresentados em seguida.

Resistividade do betão

A resistividade do betão está relacionada com o teor de humidade do mesmo, sendo este facto verificado no quadro da Figura 2.10, o qual é representativo dos resultados dos ensaios efetuados por Gjørsv.

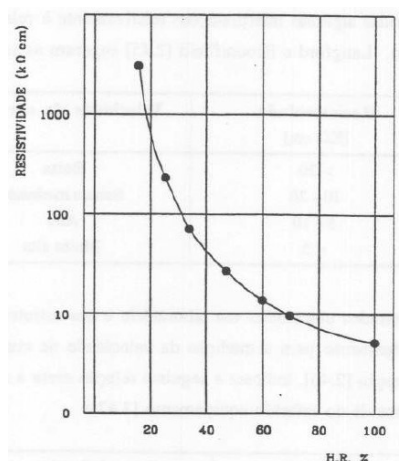


Figura 2.10 – Efeito da humidade na resistividade do betão (A/C=0,40) (Costa, 1999).

Os resultados anteriores foram obtidos variando apenas o teor de humidade, tendo sido mantidas todas as restantes condicionantes. Verificam-se, nestes resultados, grandes discrepâncias entre os valores de resistividade quando a humidade relativa é muito alta e quando esta é baixa. Quanto menor a humidade relativa, maior a resistividade do betão.

Também a relação entre água e cimento e a contaminação por cloretos são parâmetros influenciadores. De facto, ensaios realizados por Gjørsv demonstram que uma redução na relação A/C de 0,7 para 0,5 leva a um aumento de da resistividade em 100%. O mesmo autor demonstrou ainda que betões contaminados por cloretos podem ter uma perda de resistividade de 50%.

A análise feita por diversos investigadores levou à apresentação de diferentes correlações entre os valores de resistividade e a velocidade de corrosão. Apresenta-se aqui a Tabela 2.2 de resultados com a correlação mais recente e que se apoia em ensaios laboratoriais.

Tabela 2.2 - Correlação entre a resistividade e a velocidade de corrosão (Costa, 1999).

Resistividade ($k\Omega.cm$)	Velocidade de corrosão
> 100-200	Muito baixa
50-100	Baixa
10-50	Moderada a alta
< 10	Corrosão não controlada pela resistividade

A velocidade de corrosão apresentada na tabela anterior foi obtida com um conjunto de condições específicas, sendo que quando estas são alteradas, a velocidade de corrosão pode ser distinta. Em fase de construção é necessário que se tenha cuidado com os materiais e execução, para garantir que a velocidade de corrosão está controlada. Deve ter-se especial atenção à composição do betão (relação A/C), o tipo de cimento e o recobrimento.

Acesso de oxigénio

O acesso de oxigénio às armaduras do betão armado da estrutura é influenciado também pelo teor de humidade, mas, neste caso, os efeitos deste são positivos. Isto porque quanto mais água existir nos vazios, menor é a penetração de oxigénio no betão. A causa para tal deve-se ao facto de a difusão de oxigénio na água ser bastante baixa. Este comportamento encontra-se ilustrado no gráfico da Figura 2.11, a qual é decorrente de ensaios protagonizados por Tuutti.

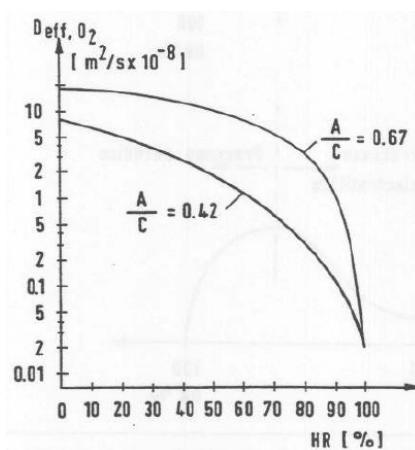


Figura 2.11 - Influência da humidade no coeficiente de difusão do oxigénio (Costa, 1999).

Tuutti realizou ensaios tendo em conta diferentes relações água/cimento, estando apresentadas no quadro anterior valores de 0,42 e 0,67. Através do gráfico apresentado anteriormente é possível verificar que uma razão A/C superior permite uma penetração de oxigénio maior, isto para humidades relativas

iguais, porque a permeabilidade do betão é também ela superior nestes casos. Desta forma, a velocidade de corrosão acaba por ser superior.

O recobrimento das armaduras representa um fator importante e que pode ser utilizado para reduzir a velocidade de corrosão, dado que dificulta o acesso de oxigénio às armaduras.

Em casos em que as estruturas se encontrem submersas, a velocidade de corrosão é muito reduzida, dado que os poros se encontram saturados, reduzindo a difusão de oxigénio. No entanto, em estruturas que não se encontram submersas, a velocidade de corrosão não é muito limitada pela difusão de oxigénio na água dos poros do betão. Isto porque a água da chuva não é suficiente para que o teor de humidade seja sempre alto. Este facto é relevante para a corrosão por carbonatação, como será referido mais à frente.

Temperatura

À parte do teor de humidade e do acesso de oxigénio, este é o fator mais relevante para a velocidade de corrosão. Tuutti realizou ensaios que permitiram verificar que as variações de temperatura têm efeitos profundos na velocidade de corrosão. Tal pode ser verificado no gráfico da Figura 2.12.

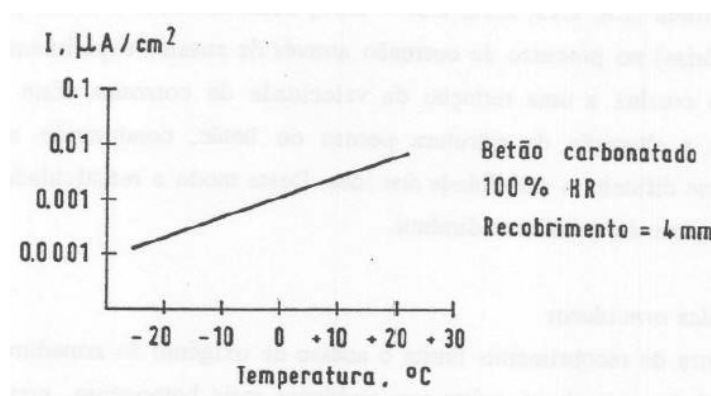


Figura 2.12 - Influência da temperatura na velocidade de corrosão (Costa, 1999).

O ensaio anterior foi realizado em betões saturados e com um recobrimento estável de 4 mm, tendo permitido a Tuutti verificar a influência da temperatura nas estruturas. Este apurou que a temperaturas superiores correspondem velocidades de corrosão também superiores.

O facto pelo qual este fator influencia a velocidade de corrosão deve-se à variação de velocidade a que as reações químicas ocorrem, bem como à mobilidade de substância envolvidas no processo, sendo estes superiores com temperaturas mais elevadas.

Outros parâmetros

A velocidade de corrosão é também influenciada por outros fatores, os quais podem ter menos importância do que os apresentados anteriormente, mas que mesmo assim não devem descartados.

A cura do betão não é apenas um fator relevante apenas para a resistência deste mesmo material. Uma cura insuficiente pode levar à retração do betão e conseqüentemente gerar fendilhação, o que aumenta a permeabilidade do mesmo. Desta forma é facilitada a penetração de agentes agressores e indutores de corrosão, sejam elas oxigênio, cloretos ou outros. No entanto, a fendilhação pode ser devida a outros fatores, sejam eles a má qualidade do betão, a flexão excessiva dos elementos construtivos, o esmagamento ou o esforço de corte.

O tipo de cimento utilizado na produção do betão tem influência na velocidade de corrosão devido aos seus componentes. O aluminato tricálcico, C_3A , está presente no cimento de Portland em quantidades que podem variar entre os 0% e os 15%. A variação deve-se à composição da matéria prima e também à cozedura e arrefecimento na produção. Quando este componente se encontra em pouca quantidade no cimento, a velocidade de corrosão aumenta, devendo-se isto a uma menor capacidade de fixação do cimento, aumentando assim os cloretos livres nos poros. Para além do C_3A , podem também ser utilizados aditivos para melhorar o comportamento da armadura à corrosão. Tal sucede porque estes aditivos reduzem a permeabilidade do betão. Estes aditivos podem tomar a forma de pozolanas ou escórias. Não se deve também descorar a relação A/C cuja influência foi anteriormente apresentada.

A interação entre o ambiente e a estrutura é um fator muito importante. Muitos dos fatores anteriores podem ser incluídos num conjunto de fatores ambientais. Meios mais agressivos levam, geralmente a velocidades de corrosão mais elevadas. Nesta interação um fator muito importante é a espessura do recobrimento do betão que protege a armadura. A importância do recobrimento é tal que a velocidade de corrosão pode ser maior ou menor consoante o seu valor.

Influência do teor de humidade no processo de corrosão

Conforme pode ser verificado na apresentação dos dois principais parâmetros, o teor de humidade pode ter efeitos positivos e negativos. Para melhor compreensão deste facto, Tuutti realizou ensaios que relacionam o teor de humidade e a resistividade e acesso de oxigênio às armaduras, com vista a determinar o teor de humidade mais desfavorável. Os resultados obtidos por Tuutti estão apresentados no gráfico da Figura 2.13.

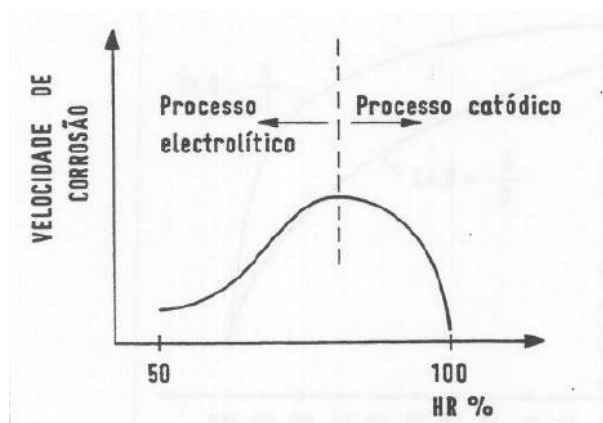


Figura 2.13 - Efeito do teor em água com a velocidade de corrosão (Costa, 1999).

Tuutti concluiu que quando o teor de humidade é baixo, o processo que influencia a velocidade de corrosão é eletrolítico, sendo que quando o teor de humidade é alto é o processo catódico que influencia a velocidade de corrosão.

2.2.1 Carbonatação

A carbonatação leva a um abaixamento do valor de pH do betão, o que provoca a despassivação das armaduras. O pH do betão, em condições ideais, é alto, devendo-se tal à presença de óxidos de cálcio, sódio e potássio (CaO, Na₂O e K₂O).

A carbonatação dá-se quando se verifica um ataque por parte de ácidos, como dióxido de carbono (CO₂), presente na atmosfera, e trióxido de enxofre, presente na água da chuva. No entanto, o ataque mais grave é levado a cabo pelo CO₂. Este penetra o betão, reagindo com as substâncias Na₂O e K₂O, reduzindo a concentração destas na solução dos poros do betão. O CaO, que se encontra cristalizado na solução dos poros do betão, devido à elevada concentração das outras duas substâncias anteriores, passa a ser solúvel. Desta forma, esta é a substância que reage com o CO₂, sendo consumido. À medida que o CO₂ vai penetrando no betão, reage com as substâncias NaOH, KOH e Ca(OH)₂. Esta última substância encontra-se presente em grande quantidade no betão, sendo a reação entre esta e o CO₂ a mais relevante. Esta reação encontra-se apresentada na equação (2.1).



Esta reação é a responsável pelo abaixamento do pH do betão para valores de cerca de 8.5. Nesta altura ocorre a despassivação da armadura. Como a penetração do oxigénio se dá nas mesmas zonas, são criados cátodos muito próximos aos ânodos, sendo assim criados as chamadas microcélulas de corrosão. Este tipo de corrosão ocorre por toda a estrutura, sendo a corrosão generalizada.

O oxigénio é um agente sempre presente nestes casos e condiciona a velocidade deste tipo de patologia, uma vez que o oxigénio que gera a reação catódica pode estar presente em quantidades variáveis.

A resistividade do betão é um fator essencial para a determinação da velocidade de corrosão das armaduras, uma vez que influencia diretamente o fluxo de iões de ferro entre ânodo e cátodo. Este parâmetro é determinado pela porosidade e teor de humidade verificados no mesmo. Por esta razão são relevantes os períodos de molhagem e secagem do betão, uma vez que a difusão de CO_2 na água é cerca de 10^4 vezes inferior que no ar. Compreende-se assim que em estruturas submersas a velocidade de carbonatação seja mais baixa.

No caso de existirem fissuras, a penetração dos agentes de corrosão indicados anteriormente é muito superior, agravando assim a velocidade de corrosão. Também os recobrimentos insuficientes permitem que a corrosão das armaduras por carbonatação seja mais fácil. Uma maior porosidade leva a uma maior penetração dos agentes agressores que induzem a carbonatação.

Parâmetros que influenciam a carbonatação

Cimento

A razão água/cimento é um fator que permite determinar a velocidade de carbonatação. Com efeito, uma maior razão A/C leva a uma velocidade de carbonatação superior.

A dosagem de cimento é importante dado determinar a fixação de CO_2 do betão. Com essa maior fixação dá-se uma redução da velocidade de carbonatação. A capacidade de fixação da pasta de cimento é definida pelos elementos que o compõem. Estes elementos são alcalinos e designam-se de álcalis (pH superior a 7). Quando o cimento não se encontra hidratado, estes álcalis são: óxido de cálcio (CaO), óxido de sódio (Na_2O) e óxido de potássio (K_2O). Quando hidratados estes álcalis passam a ser: hidróxido de sódio (NaOH), hidróxido de potássio (KOH) e hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2). Estes álcalis apresentam efeitos negativos relativamente à velocidade de carbonatação, porque levam a uma cura mais rápida do betão. Desta forma, o betão torna-se mais poroso e, por isso, mais permeável. É assim facilitada a penetração de CO_2 e de O_2 . O Ca(OH)_2 pode ter efeitos negativos quando a humidade relativa no ar apresenta um valor entre os 50% e os 70%. Isto porque o Ca(OH)_2 reage com o CO_2 quando na presença de água nos poros, sendo estes os valores em que esta reação tem maior impacto. No entanto, à medida que o teor de humidade aumenta este fator assume uma menor relevância. Em betões saturados a velocidade de carbonatação é desprezável.

Podem ainda ser utilizados aditivos no cimento, tais como micro sílica, cinzas volantes e escórias de alto forno. No entanto não é normal que estes levem a velocidades de carbonatação superiores, sendo o único caso em que isso acontece a utilização de escórias de alto forno em elevadas quantidades ou curas muito rápidas.

Cura e compactação

O recobrimento das armaduras é um fator essencial para reduzir o impacto da carbonatação nas mesmas. Além do recobrimento, também a porosidade é importante. Para que estes dois fatores sejam o menos desfavoráveis possível, é necessário que o betão seja bem compactado e que o tempo de cura seja adequado. De facto, estas duas premissas são mais importantes que a qualidade do betão em si, no que toca à resistência à carbonatação, obviamente.

Conforme os resultados dos ensaios efetuados por Bentur e Jaegermann, a cura é melhor em ambientes húmidos que em ambientes secos e quentes, dado que desta forma a cura é mais gradual. No entanto, a influência da cura na velocidade de carbonatação é maior nos primeiros 7 dias, sendo que após este período a velocidade de carbonatação é substancialmente reduzida, tal como foi comprovado pelos ensaios realizados por Ho e Lewis.

Condições climáticas

As condições climáticas e de exposição da estrutura são determinantes para a integridade da mesma. Enquadram-se nestas condições a humidade do ar, a temperatura, a presença de CO₂ e de cloretos.

A humidade do ar é responsável pela variação do teor de humidade da camada superficial do betão, influenciando assim a carbonatação. A temperatura é também um fator relevante para o teor de humidade do betão, uma vez que com temperaturas ambiente mais altas levam a secagens mais rápidas. A chuva realiza a tarefa oposta, ou seja, de molhagem. Este ciclo de molhagem secagem varia de local para local, devendo desta forma ser estudado para cada caso. Em ambientes interiores onde não existe molhagem do betão e o teor de humidade do ar é baixo, a carbonatação tende a ser bastante elevada.

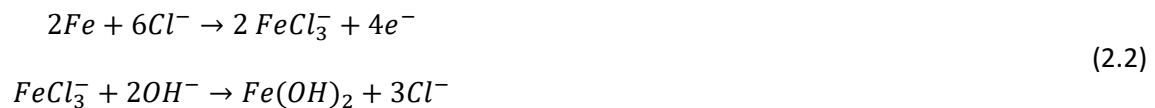
A presença de CO₂ na atmosfera é cada vez mais gravosa para as estruturas. Com efeito, nas grandes zonas urbanas os valores de CO₂ são muito superiores aos verificados nas zonas rurais, sendo agravada esta situação em locais próximos de estradas e de tráfego intenso. Como o CO₂ que penetra no betão tem relação direta com o presente no ar, ambientes com o dobro deste elemento levarão a uma carbonatação com o dobro da velocidade. Crê-se que a ação dos cloretos é também um elemento desfavorável à velocidade de carbonatação, levando ao seu incremento. No entanto, embora a ação conjunta da carbonatação e dos cloretos seja uma realidade em grande parte das estruturas, não existe ainda consenso quanto ao que realmente acontece.

2.2.2 Ação dos cloretos

A corrosão por ação dos cloretos é potenciada pelos cloretos presentes em solução nos poros do betão, sendo por isso necessária a existência de água. A penetração dos cloretos pode acontecer através da

estrutura porosa da pasta do cimento, dos poros na interface entre a pasta de cimento e os agregados, ou através de fendas e microfendas, sendo através desses mesmos poros que a penetração ocorre.

A corrosão por ação dos cloretos é caracterizada pela criação de ânodos pequenos, os quais são originados em zonas em que o teor de cloretos passou o valor crítico. As zonas catódicas são, por sua vez, grandes, podendo estar próximas ou afastadas dos ânodos. Estas células de corrosão são designadas de macrocélulas de corrosão. O facto de os ânodos serem muito inferiores aos cátodos leva a que a velocidade de corrosão seja muito elevada. Isto acontece porque as correntes anódicas têm que ser bastante altas para que exista um equilíbrio com as correntes catódicas. Com o incrementar da corrente catódica, ou seja, com a perda de um maior número de eletrões, acelera-se a dissolução do aço, processo traduzido nas equações (2.2):



A reação dos cloretos com a película de óxido de ferro no ânodo, formando cloretos de ferro. Nesta altura ocorre também a libertação dos eletrões. No entanto, o conjunto de reações não termina por aqui, uma vez que o cloreto de ferro é bastante instável, reagindo com os hidróxidos presentes e criando hidróxido de ferro. Com esta reação verifica-se uma descida do pH, o que potencia a destruição da película de óxido de ferro agravando ainda mais o nível de corrosão. Esta manifesta-se por picadas, as quais são pontos pequenos de corrosão, ou ocorre a corrosão geral da armadura.

Para que seja possível analisar se a velocidade de corrosão será ou não elevada numa determinada estrutura é necessário que se compreendam os mecanismos de penetração dos cloretos no betão. Estes são: permeação, absorção e difusão.

A permeação acontece quando a estrutura tem contacto com água sob pressão, contendo esta cloretos. Isto acontece com a água do mar, por exemplo. Os cloretos penetram o betão através dos poros por um processo de convecção. Quanto maior a quantidade de água maior a quantidade de cloretos que penetra no betão, acontecendo isto de uma forma proporcional. Quanto maior a pressão hidrostática maior a penetração de cloretos, tornando o caso mais gravoso. No entanto, a penetração de cloretos por permeação vai reduzindo ao longo do tempo dada a reação que acontece entre a pasta de cimento e a água do mar. Esta reação leva à formação de uma camada de brucite e aragonite na superfície do betão e de etringite e brucite nos poros da pasta de cimento.

A penetração de cloretos por absorção dá-se quando existem períodos de molhagem e secagem com água contaminada por cloretos. Aquando da molhagem os cloretos penetram no betão, ficando depositados nos poros quando se dá a secagem da água nos mesmos. Desta forma, com períodos sucessivos de molhagem e secagem, a quantidade de cloretos depositados nos poros vai aumentando, podendo atingir

níveis muito superiores aos verificados no meio exterior. A principal variação do nível de cloretos ocorre na face exterior do betão quando este não se encontra protegido, isto porque os períodos de molhagem e secagem têm maior influência nestas zonas, onde ocorre a lixiviação dos mesmos. Com isto, a maior concentração de cloretos dá-se nas partes mais interiores do betão. O nível de cloretos é, obviamente, dependente da duração dos períodos de molhagem e secagem, da humidade do ar, da porosidade do betão e do teor de humidade do betão.

A difusão é o mecanismo que ocorre quando existem diferenças de níveis de cloretos nas diferentes partes da estrutura. O transporte é realizado pela rede de poros no interior do betão, criando um equilíbrio de concentração de cloretos na estrutura. Para que a difusão aconteça é necessária a existência de água nos poros do betão, sendo máxima quando o betão se encontra saturado. A difusão é tanto maior quanto mais poroso for o betão.

Embora estes mecanismos sejam conhecidos, não é ainda possível determinar laboratorialmente a velocidade de penetração dos cloretos. Para tal devem ser realizados ensaios “in situ”. A dificuldade de determinação de velocidade de penetração de cloretos é ainda aumentada com o facto de os mecanismos anteriores poderem ocorrer simultaneamente.

Composição do betão

O betão tem uma grande influência na capacidade de penetração dos cloretos, tendo como variáveis a porosidade do mesmo e a capacidade de fixação dos cloretos pela pasta de cimento. A porosidade depende da relação A/C. Razões A/C baixas são ideais dado que reduzem a quantidade de poros presentes. Quando a porosidade é muito elevada pode formar-se uma rede interna na pasta de cimento, a qual facilita a penetração e deslocação dos cloretos.

Uma razão de A/C mais alta seria vantajosa para o grau de hidratação da pasta de cimento. No entanto, permite também uma maior percentagem de poros, o que não é de todo o ideal. Desta forma é melhor ter uma relação A/C baixa. Desta forma existe a vantagem de a pasta de cimento ficar mais compacta.

Também o período de cura assume relevância, devendo ser adequado, por forma a reduzir a estrutura porosa interna do betão. Quando tal acontece, é formado um gel no interior dos poros, designado por CSH, o qual impede a penetração de cloretos nos mesmos. Períodos de cura adequados permitem também uma boa hidratação das partículas de cimentos, fazendo assim com que o betão tenha uma permeabilidade mais baixa. No entanto, é necessário ter em conta o tipo de cimento utilizado para determinar o tempo de cura e se são utilizadas adições. Estas promovem uma hidratação mais lenta das partículas de cimento. Para a cura do betão é ainda necessário ter em conta a quantidade de cimento utilizado e a razão A/C. A quantidade de cimento, se for reduzida, leva a uma perda de sensibilidade do período de cura, sendo que uma razão A/C superior leva a uma maior sensibilidade relativamente à cura.

A capacidade de fixação de cloretos no betão depende da quantidade e da qualidade do cimento utilizado na produção do mesmo. Afiguram-se assim necessárias precauções na escolha do cimento que se utiliza na produção de uma estrutura, sendo que com o cimento adequado se pode aumentar o período de vida útil da mesma. Com efeito, cimentos com um maior teor de C_3A têm uma capacidade de fixação de cloretos superior. Com isto é possível diminuir a penetração de cloretos no betão, dado que a dissolução destes nos poros é menor. O gel CHS referido anteriormente, também possui alguma capacidade de fixação de cloretos. A influência da fixação dos cloretos na velocidade de penetração dos mesmos vai sendo reduzida com o tempo, dado que os limites de capacidade de fixação vão sendo atingidos, tanto pela pasta de cimento (C_3A) como pelo gel CHS.

As adições efetuadas ao betão são favoráveis, uma vez que reduzem a penetração dos cloretos. Estas adições podem ser cinzas volantes, escórias e micro sílica. Estas provocam um rearranjo da estrutura porosa diminuindo a quantidade de poros de maiores dimensões em prol de uma maior quantidade de poros de mais pequenos. Levam ainda a um bloqueamento dos cloretos nos poros devido às reações ocorridas, designadas por pozolânicas. Para além dos efeitos anteriores, as adições levam ainda a uma maior proteção das armaduras no interior do betão, fazendo com que a despassivação das mesmas seja mais difícil.

É ainda de relevar a importância da compactação, dado que betões mais compactos têm uma maior resistência à penetração de cloretos e garantem uma maior proteção da armadura no seu interior, ou seja, a despassivação da armadura é mais demorada.

Interação com o ambiente externo

No caso da penetração por cloretos, a localização e distância ao mar têm grande importância. De facto, em estruturas que se encontram perto da costa a penetração de cloretos é superior à verificada em edifícios que se encontram a uma distância maior da mesma. A orientação das fachadas não tem grande influência no valor de penetração de cloretos, uma vez que as fachadas mais expostas, embora tenham uma maior penetração de cloretos devido ao vento, estão também sujeitas a períodos de molhagem por água da chuva maiores, sofrendo assim lavagem de cloretos nas zonas mais superficiais.

2.2.3 Correntes parasitas

A corrosão por correntes parasitas ocorre normalmente em estruturas subterrâneas ou subaquáticas. Isto acontece porque estes meios são condutores elétricos, sendo a humidade um fator essencial para a condução de eletricidade.

Para que este tipo de corrosão aconteça é necessário que exista uma fonte emissora de eletricidade e uma fonte recetora, as quais permitem a existência de um campo elétrico. Um caso comum de correntes

parasitas que provocam a corrosão é a existência de linhas de comboio ou metro junto a edifícios. No entanto, as correntes parasitas podem também ocorrer devido a descargas elétricas de cabos elétricos mal isolados.

Este tipo de corrosão ocorre mesmo que a corrente seja descontínua, dado que é sempre formado um cátodo, junto ao emissor, e um ânodo, junto ao recetor. O modo como a corrosão se processa é semelhante aos outros tipos apresentados anteriormente, uma vez que a corrosão se inicia quando a película de óxido de ferro protetora da armadura se encontra fragilizada.

Um meio de prevenção passa pela colocação de recetores entre o emissor e a estrutura, por forma a desviar a corrente elétrica do sentido que tomaria inicialmente. Outros métodos que levem a que a corrente seja levada diretamente até ao recetor são também válidos.

2.3 ERROS DE PROJETO E DE EXECUÇÃO

2.3.1 Erros de projeto

Neste subcapítulo aborda-se a forma como os erros de projeto podem levar à degradação do betão e, conseqüentemente, à diminuição do período de vida útil de uma estrutura.

Durante a fase de projeto deve ser avaliado um conjunto de fatores que levam a um maior período de vida útil da estrutura possível. Para tal devem ser respeitadas as normas em vigor, as quais ajudam a determinar a adequabilidade dos materiais a utilizar na execução, as condições de exposição da estrutura, e também as solicitações a que a estrutura será sujeita. O incumprimento das disposições presentes nas normas pode implicar o aparecimento de anomalias e levar a uma degradação mais célere das estruturas de betão armado.

A quantificação das ações tem elevada relevância para uma estrutura. Isto porque a função primordial destas ser de suporte da restante construção e dela mesma. Da mesma forma, o terreno de implantação deve ser bem caracterizado para que não seja verificados assentamentos da estrutura e para que se possam dimensionar as fundações.

A definição da disposição das armaduras deve ser feita tendo em conta a mobilidade do agregado aquando da betonagem e vibração do betão. Desta forma evitam-se zonas com elevada densidade de armadura, que levariam ao aparecimento de zonas sem betão de recobrimento ou a uma elevada heterogeneidade do elemento.

Erros de projeto podem ocorrer, seja por erros de cálculo ou por incompatibilidade entre projetos de especialidade. Estes erros podem ocorrer por falta de coordenação das equipas, sendo também possível a ocorrência de erros de modelação. No caso das estruturas, deve garantir-se que o projeto de

estabilidade é compatível com a arquitetura e também com outras especialidades, sendo que, muitas vezes, existe canalização embebida nos elementos estruturais, por exemplo.

Durante a fase de projeto deve ainda averiguar-se se o tipo de construção discriminado no projeto é ou não exequível. Para tal deve ter-se em conta onde se vai construir e existência de estruturas vizinhas que possam pôr em causa a construção. De facto, quando existem edifícios próximos ou adjacentes à estrutura que irá ser construída, a construção fica bastante dificultada. O tipo de construção levado a cabo na região, ou no país, também deve ter influência no projeto, uma vez que a mão de obra e a tecnologia podem não ser adaptáveis ao pretendido. No entanto, mesmo quando a estrutura é exequível, esta pode ser totalmente inadequada, seja devido ao local da construção, seja devido aos materiais que podem não ser os melhores para o clima em causa. A degradação dos elementos de betão armado pode ser incrementada devido à inadequação das disposições construtivas adotadas em projeto. Exemplo disto são as estruturas que sofrem assentamentos das suas fundações que não estão projetadas para suportar, ou quando as solicitações reais são superiores às determinadas em projeto. Os elementos estruturais expostos a diferentes ataques devem também ser capazes de ter uma boa resposta aos mesmos, o que leva a uma maior durabilidade da estrutura.

Para além de tudo isto, é ainda importante que sejam tidas em conta tolerâncias para a fase de execução. De facto, aquando da execução das estruturas, as medidas não são tão certas como em projeto. Isto pode dever-se a uma grande diversidade de fatores, tais como imprecisão de medidas, montagem de cofragem e betonagem, por exemplo.

Também as alterações efetuadas durante o período de execução deverão ser bem estudadas e alvo de dimensionamento. Quando tal não acontece e as alterações são feitas em obra sem serem alvo de estudo podem aparecer anomalias graves.

2.3.2 Erros de execução

A execução das estruturas de betão armado é uma fase muito importante e delicada, uma vez que todo o edifício depende da estabilidade da estrutura. Uma estrutura mal executada pode levar a uma redução do período de vida útil da mesma e até a sua rotura. Desta forma aconselha-se sempre um bom acompanhamento por parte das entidades fiscalizadora e projetista.

Uma situação passível de ocorrer prende-se com a inconformidade dos materiais empregues em obra. Quando tal acontece, a capacidade de resistente da estrutura é comprometida, constituindo um risco para os utilizadores. Estes erros podem passar pela utilização de betões com classes de resistência inferiores às definidas em projeto. Também a montagem de armaduras pode não corresponder ao

pretendido, uma vez que podem ser utilizadas armaduras com classe de resistência e diâmetro também inferiores.

A geometria da estrutura e dos seus elementos constituintes deve, também, ser respeitada. O seu incomprimento pode levar a uma redistribuição de esforços que pode comprometer longevidade e capacidade resistente da estrutura em causa.

Para além dos erros anteriormente referidos, são também apresentados os erros de execução relativos ao betão e à armadura.

Erros de execução relacionados com o betão

A segregação do betão pode dever-se a erros de execução. A vibração excessiva do betão leva a que os agregados se desloquem para as camadas inferiores dos elementos construtivos. Já uma vibração insuficiente pode levar a que as bolhas de ar existentes no betão após a betonagem não seja expulsas do seu interior. Em ambos os casos, a homogeneidade do betão não é garantida, sendo a capacidade resistente inferior à desejada.

Os vazios e ninhos de brita representam também uma anomalia que pode advir de erros de execução. Estes caracterizam-se pela falta de pasta de cimentos entre o agregado. Este tipo de anomalia pode ocorrer devido à fuga de finos pelas juntas da cofragem. Também o espaçamento insuficiente da armadura pode levar ao aparecimento destas anomalias, uma vez que o agregado pode não conseguir passar pela armadura. Com isto a armadura pode ficar exposta e sem recobrimento. Mais uma vez a homogeneidade do betão não é garantida.

O recobrimento é fundamental para que seja garantida a proteção às armaduras que se encontram no interior do betão. Este deverá ser adequado, respeitando a espessura definida em projeto. A montagem da armadura e sua colocação na cofragem devem ser cuidados, sendo colocados espaçadores que garantam o recobrimento adequado.

A retração plástica do betão tem maior relevo quando a cura do betão é insuficiente. Com isto dá-se o aparecimento de fissuras que permitem um ataque mais intensivo dos agentes agressores. A retração plástica do betão é agravada pela elevada exposição dos elementos, sendo que uma maior exposição ao sol e calor levam a uma maior evaporação da água presente no betão.

Os assentamentos plásticos advêm da má vibração do betão ou de uma composição do betão inadequada quando o teor em finos ou água é muito elevado. Também a movimentação da cofragem pode provocar este tipo de anomalias. Quando tal acontece, surgem fissuras demarcando a zona da armadura que podem levar à corrosão da mesma.

Juntas de betonagem defeituosas levam à incompatibilização de comportamento entre os elementos estruturais que estão a ser ligados. Tal pode dever-se a betonagens demasiado espaçadas no tempo, bem como a um tratamento insuficiente à superfície de contacto entre os elementos. Por forma a minimizar o impacto negativo que estas juntas de betonagem têm deve reduzir-se ao mínimo o número destas. A localização destas deve ser pensada para zonas em que os esforços sejam menores. A face de betão endurecido que terá contacto com o betão fresco deve ser desengordurada, estando livre de detritos ou qualquer outro tipo de material solto. Esta mesma face deve ser o mais irregular possível para garantir a qualidade da ligação entre os betões.

A montagem das cofragens é um trabalho de grande importância, uma vez que são estas as responsáveis, juntamente com as escoras, por manter os elementos de betão armado no local correto até que estes tenham atingido a presa necessária para se suportarem a si mesmos. Deslocamentos de cofragem podem levar à modificação de geometria do elemento e impedir que este tenha o comportamento adequado, colocando em risco a sua estabilidade. Espaçamentos entre os painéis de cofragem levam a perda de material, uma vez que os finos conseguem passar por estes com facilidade. Isto leva ao aparecimento de vazios ou ninhos de brita que fragilizam o elemento.

A remoção prematura de escoras pode constituir um problema grave, uma vez que o betão pode não ter ganho presa suficiente para se suportar a si próprio. Por esta razão, a remoção das escoras deverá estar planeada desde o início e deverá ser efetuada segundo as indicações da entidade projetista. A remoção das escoras de forma prematura pode levar ao aparecimento de fissuras, a deformações, ou até mesmo ao colapso do elemento estrutural.

Erros de execução relacionados com a armadura

As armaduras devem estar bem posicionadas para que o funcionamento da estrutura seja o pretendido. É necessário garantir que esta tenha o espaçamento adequado entre os varões que a constituem, sendo garantido o espaçamento mínimo que permita a passagem de agregado do betão. No entanto, este espaçamento não deverá ser superior ao especificado, uma vez que tal leva a uma redução da capacidade resistente do elemento estrutural em causa.

Devem ser colocados espaçadores nos casos das lajes para que se garanta a distância entre a armadura superior e inferior, para além dos referidos anteriormente que garantem o recobrimento desejado. O posicionamento da armadura deve ser garantido por estes espaçadores mesmo aquando da betonagem. Também a amarração dos varões assume relevância, devendo garantir que estes não se movem entre si.

3 CLASSIFICAÇÃO E TIPIIFICAÇÃO DE ANOMALIAS

3.1 ANOMALIAS VERIFICADAS NO BETÃO

Neste subcapítulo são apresentadas as anomalias verificadas nas estruturas de edifícios de betão armado. Não se apresentam as anomalias relativas às armaduras, as quais serão apresentadas no subcapítulo seguinte.

3.1.1 Fissuração

A fissuração pode tomar várias formas. Estas dependem das causas que as originam. A apresentação das fissuras será assim efetuada tendo em conta os diversos tipos de causa. O agrupamento apresentado em seguida toma em conta a fissuração devida a solicitações, a fissuração devida a assentamentos, a fissuração devida a retração e a fissuração devida a variações térmicas. Também são referidas fissuras em alvenarias, dado que o caso em estudo apresenta anomalias deste tipo.

Fissuração devida a solicitações

As fissuras verificadas nas estruturas de betão armado podem dever-se a solicitações aplicadas e que estas não conseguem suportar. Dado o elevado número de tipo de esforços, existem também fissuras de muitos tipos. Os esforços podem ser:

- Tração;
- Transverso/Corte;
- Flexão;
- Torção;
- Punçoamento.

As anomalias verificadas dependem da interação destes com os mais diversos elementos constituintes das estruturas de betão armado. De facto, o mesmo tipo de esforço aplicado a diferentes tipos de elementos levam a fissuras distintas. Para entender a causa de cada fissura torna-se necessário perceber os efeitos que os diferentes esforços têm nesses elementos.

A combinação dos diferentes esforços deve também ser considerada, podendo levar a uma degradação do betão mais rápida. Quando tal acontece, a análise das anomalias é dificultada, devendo ter-se sempre em conta as condicionantes que a estrutura apresenta.

Tração

As fissuras devidas aos esforços de tração podem tomar proporções muito graves, uma vez que são abertas fissuras transversais que podem levar a um seccionamento do elemento estrutural. As fissuras devidas a este tipo de esforços podem surgir em todos os tipos de elementos estruturais. A Figura 3.1 apresenta um exemplo de uma fissura por esforço tração.

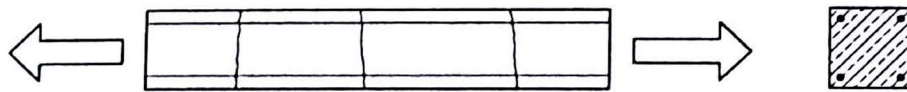


Figura 3.1 – Exemplo de fissura causa por esforço de tração (Cóias, 2009).

Causas:

- Assentamento de fundações;
- Escavações próximas da estrutura;
- Armadura longitudinal insuficiente;
- Comprimento de amarração insuficiente;
- Redistribuição de esforços na estrutura;
- Sobrecarga excessiva.

Transverso/Corte

O esforço transverso pode levar a uma fissuração bastante gravosa para a estrutura. A rotura devida a esforço transverso pode ser bastante rápida, podendo mesmo ser instantânea, com comportamento frágil. As fissuras verificadas neste tipo de casos são inclinadas, apresentando um ângulo entre os 45º e os 75º. Um exemplo deste tipo de fissuras encontra-se representado na Figura 3.2

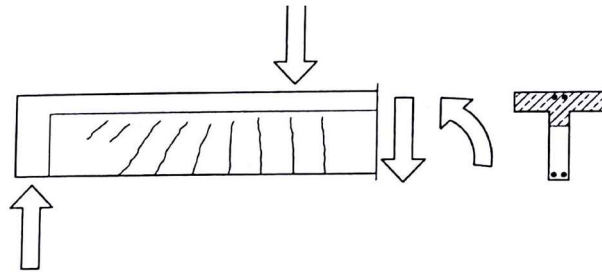


Figura 3.2 – Exemplo de fissura em viga devido a esforço transversal (Cóias, 2009).

Causas:

- Secção insuficiente;
- Armadura transversal insuficiente;
- Sobrecarga excessiva;
- Fraca qualidade do betão;
- Má execução dos elementos construtivos.

Flexão

Os momentos fletores são causa do aparecimento de fissuras transversais nos elementos de betão armado. Este tipo de esforço pode ser verificado em todo o tipo de elementos, sendo que se caracteriza pela curvatura destes. Estas fissuras são verificadas junto às faces tracionadas, tendo uma orientação transversal à do elemento, tal como representado na Figura 3.3.

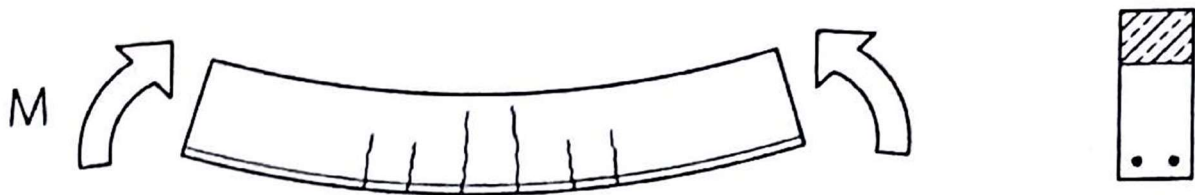


Figura 3.3 - Exemplo de fissura em viga devido a momentos fletores (Cóias, 2009).

No entanto, a flexão pode também ser lateral. Nestes casos é necessária precaução com a avaliação da anomalia, uma vez que este tipo de fissura pode ser confundido com as provocadas pela retração do betão. A fissura apresenta-se a toda a altura da viga, mas apenas de um dos lados desta, tal como exemplificado na Figura 3.4.

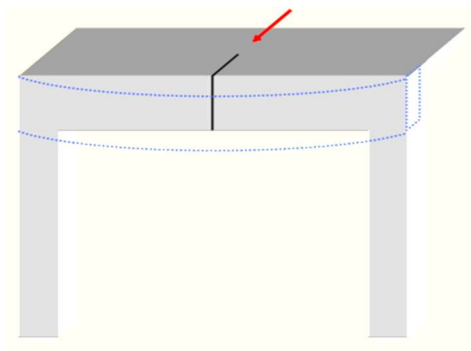


Figura 3.4 - Exemplo de flexão lateral numa viga (Araújo,2003).

Causas:

- Fraca qualidade do betão;
- Secção insuficiente;
- Comprimento dos elementos superior ao projetado;
- Má construção dos elementos construtivos;
- Sobrecarga excessiva;
- Armadura longitudinal ou de distribuição insuficiente;
- Comprimento de amarração insuficiente;
- Descofragem prematura.

Torção

A fissuração por torção tende a formar um ângulo entre os 45° os 75° e desenvolve-se em espiral. Este tipo de sollicitação acontece maioritariamente nas vigas que suportam lajes de grandes dimensões ou consolas. Quando a viga apoia apenas uma laje, não tendo, essa mesma laje, continuidade após a viga, ou quando as lajes de continuidade são distintas e sollicitam a viga de forma também distinta, verificam-se os casos mais graves. Ao fenómeno de acompanhamento de torção da viga com a laje chama-se torção de equilíbrio, representado na Figura 3.5.



Figura 3.5 – Exemplo de fissura em viga devido a esforço de torção (Cóias, 2009).

Causas:

- Secção insuficiente;
- Sobrecarga excessiva;
- Fraca qualidade do betão;
- Armadura insuficiente;
- Comprimento de amarração insuficiente;
- Má construção dos elementos construtivos.

Punçoamento

Também nestes casos a rotura é rápida e, por isso, frágil. Estes casos são caracterizados pelo aparecimento de fissuras em torno dos pilares, apresentando estas uma pequena largura. A distribuição das fissuras ocorre tal como é apresentado na Figura 3.6.

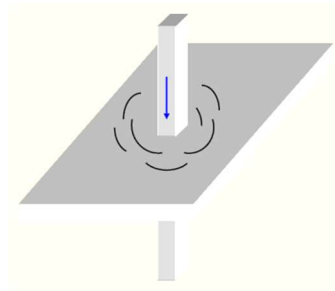


Figura 3.6 – Exemplo de laje com fissuras devido ao punçoamento (Araújo,2003)

Causas:

- Pequena espessura das lajes;
- Fraca qualidade do betão;
- Armadura transversal insuficiente;
- Armadura de punçoamento insuficiente.

Fissuração devida a assentamentos

Os assentamentos estruturais, sobretudo os diferenciais, levam a uma redistribuição de esforços e também ao aparecimento de fissuras, as quais podem ser de gravidade média a elevada. Esta redistribuição de esforços pode levar ao aparecimento de fissuras de acordo com o anteriormente apresentado nos elementos de betão armado.

CAPÍTULO 3

Também os panos de alvenaria podem ser influenciados, aparecendo fissuras. Estas fissuras são inclinadas, afastando-se em sentido descendente a partir da sapata que assentou. Quando se verifica a existência de vãos de janelas ou portas, as fissuras têm tendência a aparecer nos cantos dos mesmos. Vários exemplos de assentamentos diferenciais encontram-se exemplificados na Figura 3.7.

Causas:

- Escavação em terrenos junto à estrutura;
- Enfraquecimento do terreno;
- Escoamento da água do terreno;
- Tipo de fundação inadequado;
- Secção insuficiente;
- Má execução das fundações;
- Proximidade de árvores de grande porte;
- Heterogeneidade do solo de fundação.
- Terrenos mal compactados;
- Terrenos muito deformáveis.

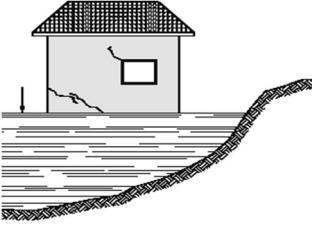
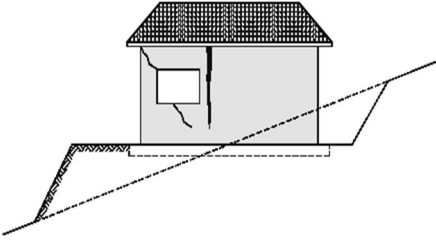
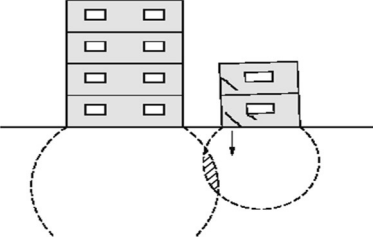
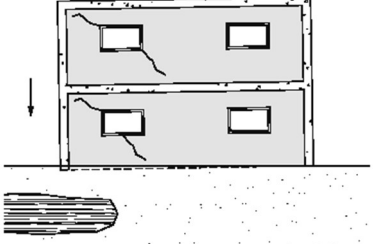
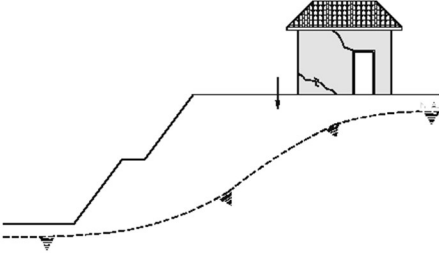
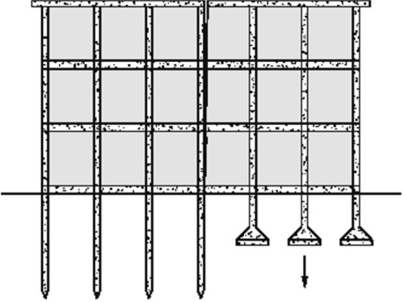
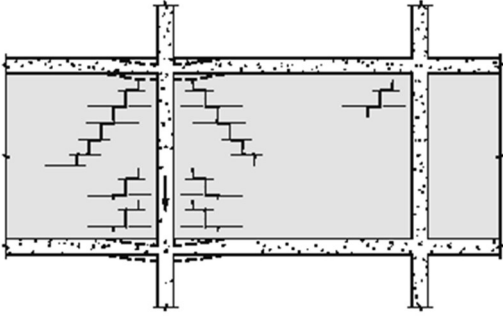
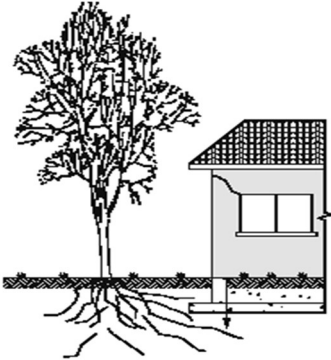
	
<p>a) Consolidação distinta do aterro carregado</p>	<p>b) Fundações assentes sobre secções de corte e aterro. Fissuras de corte nas alvenarias</p>
	
<p>c) Proximidade excessiva de novas construções de elevado porte</p>	<p>d) Heterogeneidade do terreno</p>
	
<p>e) Abaixamento do lençol freático</p>	<p>f) Sistema de fundações distinta. Surgimento de fissuras de corte no corpo do edifício</p>
	
<p>g) Assentamento diferencial entre pilares</p>	<p>h) Proximidade excessiva de árvores de grande porte</p>

Figura 3.7 – Exemplos de fissurações devido a assentamentos diferenciais (Pereira, 2005).

Fissuração devida a retração

A retração ocorre sempre em todas as estruturas de betão armado. No fundo, este fator é uma característica decorrente do endurecimento do betão. A retração plástica é caracterizada pelo encurtamento dos elementos devido à perda de água do betão, antes que este termine o período de cura. Tal leva ao aparecimento de pequenas fissuras de baixa gravidade. Muitas das vezes podem ocorrer fissuras em elevado número, apresentando uma ramificação semelhante à apresentada na Figura 3.8. Também a retração de secagem leva ao aparecimento de fissuras. Este tipo de retração ocorre após a cura, dado que a perda de água por parte do betão é contínua.



Figura 3.8 – Fissuração devido a retração plástica (EP, 2006).

Causas:

- Grandes variações de temperatura;
- Cura insuficiente do betão;
- Excesso de água;
- Excesso de finos;
- Rega do betão deficiente durante período de cura;
- Recobrimento excessivo;
- Elemento impedido de retrair;
- Falta de juntas de betonagem;
- Ataque químico do betão;
- Maior exposição dos elementos construtivos.

Fissuração devida a variações térmicas

As variações de temperatura levam à variação de volume dos elementos de betão armado. Estas variações volumétricas levam à deformação dos elementos quando existe impedimento de movimento entre estes e outros elementos. Podem ser de dilatação ou contração. No entanto, quando não existe impedimento de movimento entre elementos, como é o caso de elementos simplesmente apoiados, não se verifica deformação do elemento estrutural em causa.

A variação volumétrica por variação de temperatura leva ao aparecimento de fissuras no betão, as quais vão aumentando de dimensão com o incrementar do número de ciclos. A gravidade destas fissuras é média.

Em vigas são verificadas fissuras que cortam o elemento estrutural nas zonas com menos armadura, tal como apresentado na Figura 3.9.

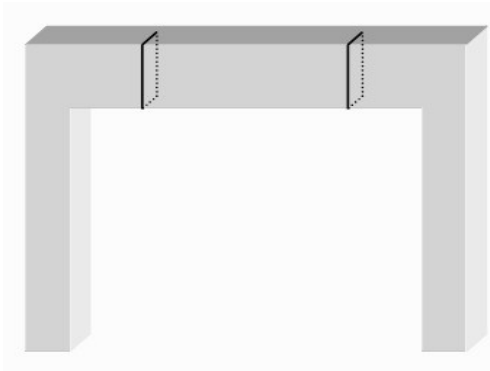


Figura 3.9 – Esquema de viga com fissuração devido a variações térmicas (Araújo,2003).

Nas lajes estas fissuras também se verificam. Nestes casos, as fissuras apresentam uma maior largura a meio vão, tal como exemplificado na Figura 3.10.

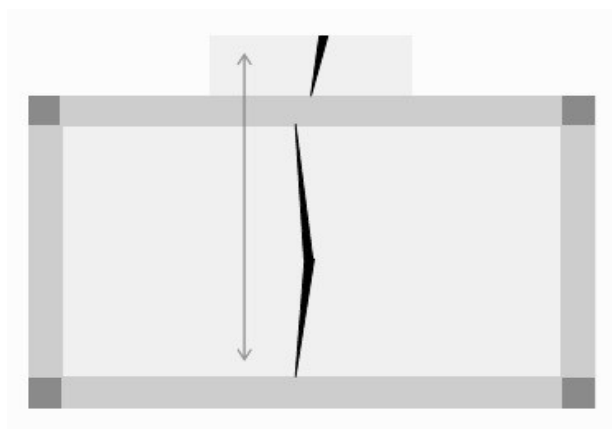


Figura 3.10 – Esquema de laje fissurada devido a variações térmicas (Araújo,2003).

Causas:

- Armadura insuficiente;
- Ausência de juntas de dilatação;
- Impedimento de dilatação ou contração dos elementos estruturais;
- Excesso de água;
- Excesso de finos;
- Ciclos gelo-degelo.

Fissuração em lajes aligeiradas

Este tipo de laje é menos uniforme que as lajes maciças e apresenta um conjunto de anomalias próprio. As anomalias podem ocorrer ao nível das vigotas, as quais podem ter um fissuração horizontal. Esta fissuração é bastante grave e pode indiciar uma fraca ligação entre as vigotas e o betão da lâmina de compressão, exemplificado na Figura 3.11.

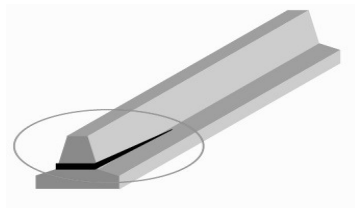


Figura 3.11 – Esquema de Vigota com fissuração horizontal (Araújo,2003).

Causas:

- Encurtamento do comprimento das vigotas através de impacto com um martelo, por exemplo;
- Não solidarização do comportamento entre as vigotas e o betão.

A abobadilha pode, por sua vez, apresentar esmagamento, tal como exemplificado na Figura 3.12. Esta anomalia não é por si só grave, indicando normalmente uma outra anomalia mais grave. Exemplo disto é a deformação da laje em que a abobadilha em causa se encontra. No fundo, o esmagamento da abobadilha indica a deformação excessiva da estrutura.

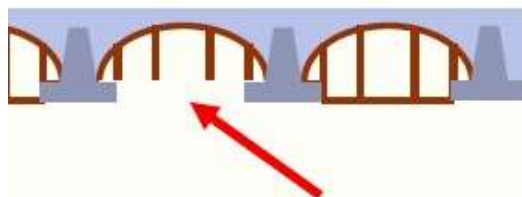


Figura 3.12 – Exemplo de abobadilha esmagada (Arújo,2003)

Causas:

- Assentamento de fundações;
- Deformação da laje.

Fissuração em alvenarias

As deformações dos elementos estruturais levam ao aparecimento de fissuras nos panos de alvenaria, sendo que estas podem ser de afastamento ou de esmagamento.

No primeiro caso, representado na Figura 3.13, são verificadas fissuras horizontais ao longo do pano de alvenaria, sendo que a maior largura verificada é onde a deformação do elemento estrutural é mais acentuada. Este tipo de fissura ocorre também em panos de alvenaria ligados a consolas, sendo que a fissura fecha do lado dos apoios das mesmas..

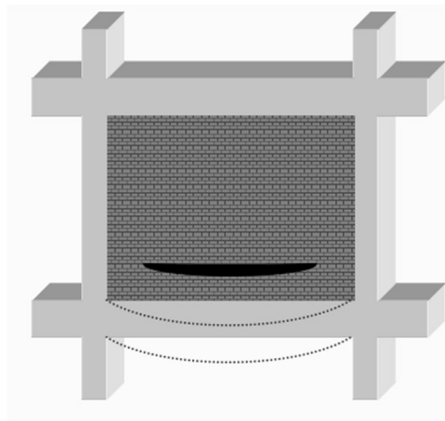


Figura 3.13 – Fissuração horizontal em pano de alvenaria devido a deformação da viga (Araújo,2003)

Causas:

- Assentamento da viga ou laje onde o pano apoia por aumento de sobrecarga;
- Assentamento da viga ou laje onde o pano apoia por falta de capacidade resistente;
- Maior aderência para com a laje ou viga superior.

Nos casos em que as vigas ou lajes, em que o pano apoia, apresentam uma flecha negativa, aparecem fissuras verticais no mesmo. Estas fissuras são de esmagamento. Estes casos ocorrem também quando se verifica o assentamento da estrutura, tal como apresentado na Figura 3.14.

Este esmagamento pode ocorrer quando a flecha da viga ou laje superiores ao pano é positiva, sendo exemplo disto a Figura 3.15.

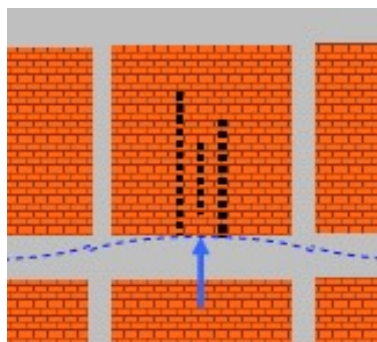


Figura 3.14 – Fissuração vertical da alvenaria do pano superior devido a flecha negativa (Araújo,2003)

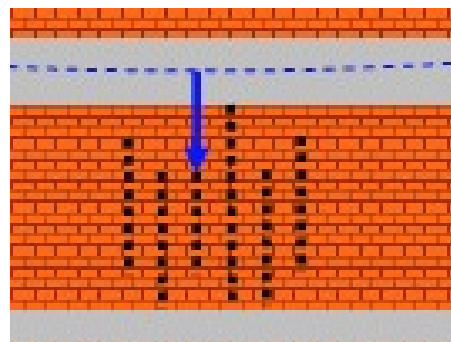


Figura 3.15 - Fissuração vertical da alvenaria do pano inferior devido a flecha positiva (Araújo, 2003)

Causas:

- Elevação da viga ou laje onde o pano apoia por sobrecarga excessiva nos vãos adjacentes;
- Assentamento de fundações;
- Erro de cálculo das flechas;
- Distribuição de esforços diferente da pretendida em projeto.

Quando são verificadas fissuras na interface entre o pano de alvenaria e a viga ou a laje que se encontram sobre os mesmos, pode concluir-se que existiu rotação dos elementos estruturais referidos, tal como mostra a Figura 3.16.

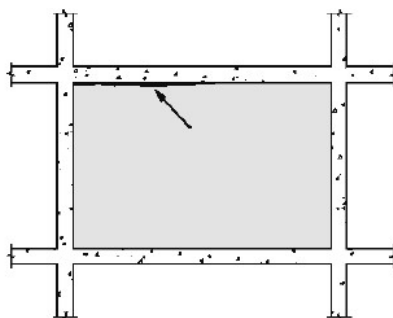


Figura 3.16 – Destacamento do pano de alvenaria, devido a deformação da viga (Pereira, 2005).

Causas:

- Rotação da viga para acompanhar deformação da laje;
- Fraca resistência à torção da viga;
- Rotação da laje por deformação;
- Retração da argamassa.

3.1.2 Delaminação e descasque do betão

Esta anomalia ocorre quando o betão de recobrimento se destaca do elemento estrutural. O elemento construtivo perde resistência por redução de secção e fica mais vulnerável a ataques de agentes agressores externos.

As ações externas, sejam elas de desgaste ou de solicitações acima do desejado, levam a que este tipo de anomalia se verifique com bastante frequência. Também a aderência do betão à cofragem pode ser prejudicial e provocar o destacamento das camadas superficiais do betão. Exemplo disto é a Figura 3.17.



Figura 3.17 - Exemplo de elementos com delaminação e destacamento do betão.

Causas:

- Sobrecarga excessiva;
- Erro de projeto relativamente às cargas a suportar;
- Sismos;
- Explosões;
- Impactos;
- Secção insuficiente do elemento construtivo;
- Reações expansivas no interior do betão;
- Corrosão da armadura;
- Descofragem prematura;
- Descofrante ineficaz;
- Cofragem irregular.

3.1.3 Desagregação do betão

A desagregação do betão ocorre devido à destruição, química ou física, do ligante com consequência perda das camadas superficiais do betão. Esta é uma anomalia muito grave, dado que provoca a redução de secção dos elementos de betão armado. A pasta de cimento vai perdendo a sua capacidade ligante, fazendo com que o betão perca capacidade resistente. Esta anomalia pode também ser provocada pelo ataque de agente externos. Na Figura 3.18 é apresentada uma superfície desagregada devido ao ataque de ácidos.



Figura 3.18 – Superfície de betão desagradada devido ao ataque de ácido (Costa, 2012).

Causas:

- Reações químicas internas devido aos componentes utilizados;
- Expansão do betão;
- Ação do fogo;
- Ataque por parte dos sulfatos;
- Ataque de ácidos;
- Erosão;
- Ciclos gelo-degelo.

3.1.4 Esmagamento do betão

O esmagamento do betão é uma anomalia muito grave, uma vez que coloca em causa a integridade da estrutura. O esmagamento ocorre quando a capacidade resistente à compressão do betão é excedida. Começa por se verificar o aparecimento de fissuras longitudinais em faces opostas do elemento comprimido. Os varões longitudinais tendem a dobrar, como exemplificado na Figura 3.19.



Figura 3.19 – Esmagamento de uma viga (Costa, 2012).

Causas:

- Inadequabilidade dos materiais de construção;
- Descofragem prematura;
- Armadura insuficiente;
- Secção insuficiente;
- Sobrecarga excessiva.

3.1.5 Desgaste do betão

O desgaste do betão vai sendo incrementado ao longo do seu período de vida. Este está associado a agentes erosivos, sendo que a velocidade, a que tal acontece, é superior em elementos com maior exposição aos mesmos. Na Figura 3.20 é apresentado um exemplo de um pilar com desgaste da camada superficial de betão devido à passagem de água, a qual provoca a degradação da pasta de cimento e deixando visíveis os agregados.



Figura 3.20 – Deterioração da camada superficial do betão devido à passagem de água (Costa, 2012).

CAPÍTULO 3

Causas:

- Erosão;
- Cavitação;
- Ação do fogo.

3.1.6 Deformações

As estruturas podem sofrer deformações devido a um elevado número de fatores, sendo que quando as deformações verificadas são muito elevadas a utilização dos edifícios pode estar comprometida, podendo mesmo ocorrer a rotura. Um exemplo de deformação excessiva que levou à fissuração das alvenarias é apresentado na Figura 3.21.



Figura 3.21 – Deformação excessiva de corpo em balanço (odrigorcarvalho.com.br/artigos/patologias-em-concreto-armado/).

Causas:

- Retração do betão;
- Sobrecarga excessiva;
- Secções transversais insuficientes;
- Comprimento dos elementos superior ao projetado;
- Impactos;
- Sismos;
- Ação do fogo;
- Demolições de elementos estruturais durante a o período de utilização.

Desalinhamento dos elementos construtivos

Considera-se que os elementos estruturais estarem desalinhados é uma anomalia quando no projeto os mesmos se encontram alinhados. Este desalinhamento pode acarretar consequência graves, uma vez que a distribuição de esforços e transmissão dos mesmos é deficiente, levando a deformações, fissuração e possível rotura dos elementos ou estrutura. Na Figura 3.22 é possível visualizar o desalinhamento da base de um pilar em relação a uma viga.



Figura 3.22 - Desalinhamento de pilar em relação a viga.

Causas:

- Erros de construção;
- Deslocação de cofragem aquando da betonagem.

Encurvadura/Varejamento dos elementos construtivos

Este tipo de anomalias pode causar algum desconforto visual, sendo devidas ao esforço elevado comparativamente à capacidade resistente do elemento. A encurvadura ou varejamento dos elementos construtivos podendo assumir proporções muito graves, tais como a possível rotura da estrutura. Na Figura 3.23 é possível visualizar um pilar que rompeu devido à encurvadura



Figura 3.23 – Colapso de pilar devido à encurvadura (Camargos, 2010).

Causas:

- Esbelteza muito alta;
- Sobrecarga excessiva;
- Fraca qualidade do betão;
- Armadura insuficiente.

Empenamento dos elementos construtivos

Este tipo de anomalia pode ser bastante grave uma vez que a capacidade resistente do elemento pode ser comprometida, existindo uma redistribuição de esforços na estrutura. Esta redistribuição de esforços é menor quando o empenamento é também menor. Na Figura 3.24 é apresentada uma viga empenada.



Figura 3.24 – Viga empenada

Causas:

- Impactos;
- Sobrecarga excessiva;
- Secção insuficiente;
- Armadura insuficiente;
- Esforços não previstos em projeto;
- Assentamentos das fundações;
- Redistribuição de esforços.

3.1.7 Imperfeições do betão

Segregação do Betão

A segregação do betão acontece quando a distribuição dos diferentes constituintes deste material não é feita de forma homogénea. Pode verificar-se um maior agrupamento do agregado nas partes inferiores dos elementos e uma maior concentração de água e cimento nas partes superiores mais superficiais. Na Figura 3.25 é possível visualizar betão segregado. A pasta de cimento não chegou à parte inferior da parede na quantidade certa, existindo um aglomerado de agregados.



Figura 3.25 - Segregação na parte inferior da parede.

Causas:

- Vibração excessiva;
- Má fabricação do betão;
- Elementos com dimensão vertical demasiado elevada;
- Espaçamento da armadura muito reduzido.

Vespeiros ou chochos

Os vespeiros, também designados por chochos, são caracterizados pela existência de zonas ocas no betão, sejam estas à superfície ou no interior do mesmo. Esta anomalia leva à redução de secção útil do betão e à exposição dos agregados. Desta forma, para além de ser verificada uma perda da capacidade resistente do betão, é também facilitada a penetração de agentes agressivos que levam à deterioração do betão e à corrosão da armadura. Um exemplo de uma superfície com chochos é dado na Figura 3.26



Figura 3.26 – Superfície de betão com chochos.

Causas:

- Deficiente vibração do betão;
- Segregação do betão;
- Granulometria inadequada.

3.1.8 Exposição à água

Lixiviação/Eflorescências

As eflorescências manifestam-se através da deposição de sais à superfície do betão. Estes sais emergem devido à circulação de água no interior do mesmo. As eflorescências desenvolvem-se graças à lixiviação, a qual constitui o processo de dissolução e transporte de sais do interior para o exterior do betão. Na Figura 3.27 é possível visualizar o depósito de sais à superfície devido à lixiviação do betão.



Figura 3.27 – Parede com sinais de lixiviação.

Causas:

- Sais presentes no meio envolvente;
- Sais presentes na água de amassadura;
- Sais presentes na pasta de cimento.

Infiltrações e escorrências e manchas de humidade

As infiltrações de água podem causar graves problemas a uma estrutura, uma vez que a água pode levar a uma maior probabilidade de ataque de agentes agressores, os quais podem estar presentes na água. Os períodos de secagem e molhagem são também bastante graves, tanto para o betão, como para a armadura, tal como já foi explicado no capítulo anterior. O aparecimento de manchas de humidade é indicativo de infiltrações. Na Figura 3.28 é apresentado um exemplo real de escorrência, sendo bem visível a mancha provocada pela água, assim como a zona de infiltração.



Figura 3.28 – Manchas de humidade e escorrência de água.

Causas:

- Juntas de betonagem deficientes;
- Impermeabilização deficiente;
- Segregação do betão;
- Elevada porosidade do betão;
- Fissuras no betão.

3.2 ANOMALIAS VERIFICADAS NA ARMADURA

Neste subcapítulo são apresentadas as diferentes anomalias que afetam a armadura das estruturas de betão armado. Como foi verificado no subcapítulo anterior, o qual aborda as anomalias verificadas no betão, as anomalias das armaduras podem levar a anomalias do betão. De facto, muitas das vezes as anomalias verificadas do betão são a única forma de identificar anomalias relativas às armaduras.

3.2.1 Corrosão da armadura

A corrosão das armaduras já foi apresentada e explicada no capítulo 2. As armaduras aumentam de volume, mas perdem secção útil, perdendo assim capacidade resistente. Este aumento de secção pode levar à fissuração e ao descasque do betão. As fissuras verificadas apresentam uma orientação igual à da armadura corroída, visível na Figura 3.29.



Figura 3.29 – Viga com armadura à vista com sinais de corrosão.

Causas:

- Carbonatação;
- Ação dos cloretos;
- Correntes parasitas;
- Recobrimento insuficiente;
- Cura insuficiente;
- Elevada porosidade do betão.

3.2.2 Amarração insuficiente

Esta anomalia é caracterizada pela existência de fissuras paralelas aos varões que têm pouca aderência ao betão, sendo estas verificadas junto às extremidades destes mesmos varões.

Causas:

- Comprimento de amarração insuficiente.

3.2.3 Armaduras expostas

As armaduras expostas podem ainda não se encontrar corroídas. Estas estão normalmente relacionadas com má execução ou com anomalias relativas ao betão que tenham levado ao destacamento da camada de recobrimento da armadura. Na Figura 3.30 é apresentado um exemplo de armadura exposta.



Figura 3.30 - Armadura exposta devido a recobrimento insuficiente.

Causas:

- Descasque do betão;
- Recobrimento insuficiente ou inexistente;
- Segregação do betão;
- Meio muito agressivo que incrementa a degradação do betão.

3.2.4 Posicionamento incorreto da armadura

Esta anomalia traduz-se, normalmente, numa diminuição de capacidade resistente dos elementos construtivos, por perda de aderência, podendo levar a deformações e rotura dos mesmos. Este posicionamento incorreto pode, em casos de elementos de pequenas dimensões, levar a uma maior segregação do betão, uma vez que dificulta o processo de betonagem. Na Figura 3.31 é apresentado um exemplo em que a proximidade da armadura leva à segregação do betão.



Figura 3.31 - Segregação do betão, devido a armadura muito próxima (Moraes, 2016).

Causas:

- Má montagem da armadura;
- Deslocação da armadura aquando da betonagem.

3.3 OUTRAS ANOMALIAS

No presente subcapítulo são apresentadas algumas das anomalias que não se prendem diretamente com o betão ou com a armadura. Não são, no entanto, menos importantes, devendo ser averiguadas as causas e possível evolução sempre que estas se verifiquem.

3.3.1 Pinturas indesejadas

O maior problema das pinturas indesejadas prende-se com o facto de as tintas terem componentes agressivos para o betão armado, o que leva a uma degradação mais célere deste material. Também ao nível visual estes tipos de pinturas são desfavoráveis. Apresenta-se um exemplo na Figura 3.32.



Figura 3.32 – Pinturas indesejadas em betão.

Causas:

- Vandalismo.

3.3.2 Vegetação indesejada

Esta problemática já foi abordada anteriormente. A vegetação aloja-se nas fissuras e outras reentrâncias do betão, retendo a água no interior do betão por mais tempo. Desta forma, é potenciado um ataque prolongado por agentes agressores que ficam retidos no betão. Na Figura 3.33 é apresentado um exemplo de vegetação indesejada no betão.



Figura 3.33 – Vegetação indesejada em elementos de betão.

Causas:

- Segregação do betão;
- Elevada porosidade do betão;
- Juntas de betonagem expostas;
- Delaminação e desgaste;

3.4 ESTADOS DE CONSERVAÇÃO E DE MANUTENÇÃO

Tenciona-se neste subcapítulo descrever quais os estados de conservação das construções onde se encontram as anomalias. Não basta apenas discriminar os tipos de anomalias e os elementos que estas afetam para se poder levar a cabo uma inspeção e se poder realizar um correto diagnóstico. De facto, estruturas com o mesmo tipo de anomalias podem encontrar-se em estados de conservação distintos, dependendo da extensão da anomalia e duração da mesma na construção.

Segurança, durabilidade e funcionalidade são os fatores que influenciam a classificação do estado de conservação. A análise é feita com uma escala de 0 a 5. A escala utilizada é a seguinte:

- EC 0 – Estado ótimo;
- EC 1 – Bom estado de conservação. Anomalias pequenas que não influenciam a durabilidade da construção;
- EC 2 – Estado de conservação razoável. Anomalias com pequena gravidade, não necessitando de reparação urgente;
- EC 3 – Mau estado de conservação. Anomalias que necessitam de reparação no espaço de 3 a cinco anos para evitar algum impacto na durabilidade da estrutura;
- EC 4 – Estado de conservação mau a muito mau. Reparações de grande importância e que devem ser realizadas num curto espaço de tempo, tendo estas impacto elevado na durabilidade da estrutura;
- EC 5 – Estado de conservação extremamente mau. Anomalias que requerem reparações imediatas.

Para a avaliação do estado de conservação devem avaliar-se três aspetos, sendo estes a caracterização dos danos, a função dos componentes afetados e as consequências dos danos.

A caracterização dos danos é classificada de 0 a 3, abordando estes três outros fatores, sendo todos eles classificados, por sua vez, entre 0 e 1. Um destes é a natureza do dano, podendo ser pouco grave (0) ou

grave (1). O segundo fator é o estado de conservação do dano, podendo este ser sem evolução (0) e com evolução expectável (1). O terceiro e último fator relativo à classificação de danos é a extensão verificada aquando da inspeção do dano, sendo a divisão feita entre extensões inferiores a 50% da extensão máxima admissível (0) e extensões superiores a 50% desse mesmo valor (1).

A função dos componentes é um aspeto cuja classificação é feita de 0 a 1. Esta classificação é 0 quando o componente cumpre a sua função e 1 quando este não cumpre a sua função.

As consequências dos danos são também avaliadas de 0 a 1, sendo que quando os danos não apresentam consequência para outros elementos da obra a classificação é 0 e quando os danos apresentam consequência para outros elementos a classificação é 1.

Dos aspetos anteriores pode obter-se a soma máxima de 5 valores. Esta avaliação é feita componente a componente, sendo que o estado de conservação da obra não pode ser inferior ao do elemento mais degradado. Desta forma, no caso de existirem componentes mais degradados e com maior urgência de reparação, o estado de conservação da estrutura reflete essa mesma necessidade. Para tal, o estado de conservação relativo a cada elemento deve ser determinado com precisão e de forma clara.

Para além dos estados de conservação apresenta-se também como importante o estado de manutenção das construções. O estado de manutenção das construções pode variar muito, sendo que, no entanto, estes podem ser classificados como MAU ou BOM. Também os bons procedimentos de manutenção são refletidos na avaliação efetuada.

4 INSPEÇÃO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

4.1 INTRODUÇÃO

Hoje em dia existe uma rede alargada de infraestruturas e edificações, as quais visam responder às necessidades e expectativas das populações, tanto a nível material como a nível cultural. Esta rede vem sendo construída ao longo dos tempos, tendo os materiais e técnicas utilizados modificados e evoluído.

A grande maioria das infraestruturas existentes é construída em betão ou betão armado, materiais que vão sofrendo alterações tanto ao nível de ações como a nível funcional, necessitando por isso de manutenção e reabilitação para se adequarem às novas exigências.

Um edifício principia o seu processo de degradação logo a partir do momento em que é construído, iniciando-se também aí a necessidade de manutenção. No caso de não ocorrer manutenção, as anomalias que vão surgindo tendem a agravar-se ao longo do tempo, condicionando a qualidade da estrutura.

O sector da construção sofreu uma alteração de paradigma nos últimos anos, em que a reabilitação passou a ser mais revelante que as novas construções, havendo assim a necessidade recorrer a técnicas de inspeção e diagnóstico para decidir a forma de intervenção.

No que diz respeito às estruturas de betão armado, um dos principais organismos existentes é a *“The International Federation for Structural Concrete”*, ou *“fib”*, a qual é formada por 43 grupos de membros de diferentes nações. Este organismo tem como objetivo evoluir o desempenho técnico, económico, estético e ambiental das estruturas de betão armado espalhadas pelo mundo. O CEB, pertencente ao *“fib”*, emite uma série de boletins de carácter técnico. Um dos boletins emitido pelo mesmo, expressa as razões pelas quais uma estrutura deve ser alvo de uma avaliação do estado de conservação ou do comportamento, através de uma inspeção ou monitorização. Estas inspeções podem ser:

- Inspeções regulamentares ou de rotina;
- Incidente que provocou danos;
- Aparecimento de sintomas de deterioração ou defeitos visíveis;
- Mudança da geometria, do uso da estrutura ou das ações a que se encontra sujeita.

A avaliação do estado de conservação de uma estrutura poderá ser ajuizada através de diferentes técnicas, como por exemplo uma inspeção visual, sempre imprescindível, e realização de ensaios, os quais podem ser laboratoriais, com amostras recolhidas em obra, assim como ensaios in situ.

Para a análise da segurança de uma estrutura é necessária a modelação da mesma para que seja determinado o seu comportamento e capacidade resistente, tendo sempre em conta o ambiente externo e condições a que esta se encontra sujeita.

O modelo é construído com base na informação que vai sendo recolhida, começando pelo levantamento geométrico de todos os elementos da estrutura, pois em muitos casos nem sempre o que está projetado se encontra executado. De facto, podem existir elementos diferentes do projetado ou que nem se encontrem executados.

A recolha de informação baseia-se, essencialmente, na inspeção da estrutura em estudo, desde as suas fundações, às ações a que está sujeita, consoante o seu tipo de utilização e envolvente.

A inspeção mais básica é a visual. Neste tipo de inspeção pode recorrer-se a equipamentos óticos que aumentam a capacidade visual. Esta inspeção permite avaliar as características geométricas da estrutura, identificar os materiais que a compõem e identificar algumas anomalias existentes. Nos dias que correm existe uma oferta variada de técnicas de ensaio não destrutivas para estruturas de betão armado, as quais permitem uma maior precisão, assim como informações importantes que ajudam a decidir o caminho a seguir.

Existem, contudo, inspeções mais pormenorizadas que recorrem a um gama sofisticada de técnicas de ensaio. O objetivo final em qualquer tipo de inspeção é o de avaliar e identificar as anomalias presentes e a forma como estas podem prejudicar o funcionamento da estrutura, assim como a sua possível evolução.

4.2 SÍNTESE DE CONHECIMENTO

O presente subcapítulo visa apresentar a evolução das técnicas de inspeção, desde o passado até aos dias de hoje. O DURATINET é apresentado dado ser uma boa base de apoio para a realização de inspeções e diagnóstico de estruturas.

4.2.1 Contextualização histórica

A reabilitação e intervenção em construções remonta já ao tempo dos romanos. Segundo J. P. Adam, este é o fator que leva a que algumas das suas construções tenham sido preservadas até aos dias de hoje.

Segundo Macchi, G., (Macchi, 1997), a Torre de Pisa, uma das estruturas mais emblemáticas do mundo, foi alvo de estudos e medições no ano de 1292, assim como a Catedral de Milão em 1400, para a qual foi executado um estudo de estabilidade, tendo sido registadas as anomalias estruturais, tais como deslocamentos, assentamentos, fissuras, etc.

Nos “Escritos sobre Arquitetura” de Leonardo da Vinci, são relatadas com detalhe as observações das anomalias nas paredes e nos arcos. Procedeu-se também à análise dessas anomalias e seu diagnóstico, reconhecendo infiltrações de água nas fundações, assentamentos diferenciais e ligação entre construções com idades distintas. Foram, também, referidos ensaios de tração em arames de ferro, realizados pelo mesmo, (Dennis, 2003).

O autor Taupin referencia relatórios de antigas inspeções, nas quais eram efetuadas medições com a finalidade de verificar a geometria dos edifícios. Exemplo disto é a existência de um documento do ano de 1572 em Beauvais, no qual é registada com exatidão a falta de aprumo dos pilares de um cruzeiro, (Taupin, 1997).

Do que há registado, o primeiro caso comprovado de uma inspeção estrutural com a finalidade da execução de um reforço, o qual tem vindo a ser preservado ao longo dos tempos, é a cúpula de S. Pedro, em Roma de 1742 a 1743, (Macchi, 1997).

Por volta de segunda metade do século XIX apareceram os primeiros laboratórios de ensaios, tanto a nível privado, Reino Unido, como a nível estadual e universitário, na Alemanha. Já nos Estados Unidos, na viragem do século XIX para o XX, surgiu a American Society for Testing and Materials (ASTM), assim como outros laboratórios de ensaio ligados a universidades, (Dennis, 1997).

Já em Portugal, a primeira inspeção referida é a inspeção de fortalezas existentes na linha fronteira, a qual foi executada por Duarte de Armas, a mando de D. Manuel, na viragem do século XV para o XVI. O trabalho consistiu, numa primeira fase, a execução de esboços em papel durante o trabalho de campo, de diferentes ângulos, desenhos de plantas e pormenores da muralha, registando os sinais de deterioração e locais que necessitavam obras de reparação, (D’Armas, 1997).

Com o passar do tempo, pessoal especializado em engenharia e arquitetura adquiriu um amplo conjunto de ferramentas e normas, as quais fornecem um apoio importante na deteção de anomalias e na compreensão e determinação das suas consequências. A área de inspeção e diagnóstico de estruturas tem-se revelado muito importante no setor da construção, tendo havido um grande investimento e evolução nesta área.

Em Portugal, em Junho de 1985 ocorreu pela primeira vez um Encontro sobre a Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação (ENCORE), em que o tema sobre as anomalias dos edifícios em

Portugal foi abordado. Este evento foi organizado pelo LNEC, tendo sido abordada a temática relativa a Patologias na Construção.

Um grupo semelhante ao do LNEC, designado *W086 Buildings Pathology*, grupo este pertencente ao CIB (Concelho Internacional da Construção), divulgou em Junho de 1993 um modelo de fichas de patologias, designadas por "*Cases of Failure Information Sheet*". Este organismo é o responsável pela investigação e difusão de todos os assuntos relacionados com a patologia na construção. No encontro de Junho de 1999, foi proposta a criação de um fórum, designado por *Building Pathology Forum*, o qual permitesse a publicação e divulgação de estudos sobre anomalias em edifícios. Desta forma, foi possível apresentar casos de estudo relevantes, os quais continham as patologias mais significativas e frequentes nas construções de diversos países.

4.2.2 DURATINET

Na área da manutenção e reparação de infraestruturas de transporte foi elaborado, a partir de uma rede de trabalho designada de DURATINET, um guião técnico com as principais linhas de ação na manutenção e reparação de estruturas. Esta rede de trabalho, com membros de diferentes países, permite a troca de experiências e conhecimentos de forma mais facilitada. As linhas de ação criadas vão desde a otimização das metodologias de manutenção de infraestruturas, técnicas de inspeção e diagnóstico, processos de deterioração assim como técnicas de reparação.

Um elevado número de infraestruturas na zona do Atlântico encontra-se exposto ao ambiente marítimo. Esta exposição é especialmente agressiva em zonas costeiras, como são os casos de portos, estradas e pontes sobre estuários de rios, ou outras estruturas marítimas que possam estar em contato com a água do mar. Tal exposição leva a uma deterioração da estrutura, como seja envelhecimento dos materiais, aparência degradada e em alguns casos um abaixamento do nível de segurança.

Os custos envolvidos na manutenção e reparação das estruturas são muito elevados, sendo por isso necessário criar prioridades nos trabalhos a ser executados. Contudo, tal pode levar a que outros aspetos sejam descurados, tais como o impacto ambiental e social envolvido.

Com a crescente preocupação relativa ao ambiente, é cada vez mais importante a durabilidade das estruturas assim como a sua sustentabilidade. Como tal devem desenvolver-se os materiais e as técnicas de reparação utilizados.

A DURATINET tem como principal objetivo simplificar a troca de conhecimentos entre os seus membros, sejam donos de obra, responsáveis da manutenção, órgãos responsáveis pela regulamentação, empresas que desenvolvem produtos de reparação, ou outros.

Os objetivos do DURATINET segundo o Guião Técnico são:

- “Gerar linhas de ação nos critérios de durabilidade nas estruturas de betão armado e aço, nas inspeções e diagnósticos, na reparação dos materiais e gerar metodologias para otimizar a manutenção;
- Criar novas competências ao nível da manutenção das infraestruturas para os diferentes agentes com diferentes aptidões, através da partilha de conhecimentos e com a organização de cursos e seminários sobre a respetiva temática;
- Estimular a aplicação das normas europeias de reparação, que se encontram padronizadas, e identificar os requisitos necessários para pesquisa aplicada, em particular, tópicos de pesquisa relativos ao controle de qualidade de produtos de reparação e os processos de reabilitação resultantes da sua aplicação;
- Promover o desenvolvimento e o uso de materiais “verdes e inteligentes”, ou seja, materiais mais ecológicos. Esta mentalidade deve estender-se aos materiais estruturais e produtos de reparação que incorporem desperdícios, devendo tentar-se utilizar materiais reciclados e produtos em que seja necessária pouca energia para a sua produção e aplicação, bem como materiais que incrementem o período de vida das edificações. No entanto, estes materiais não devem apresentar ameaça para os usuários nem para os utilizadores;
- Criação do site da DURATINET e uma plataforma Web para facilitar a troca de informações com a comunidade técnica e científica. A plataforma tem como objetivo auxiliar na disseminação dos conhecimentos da performance dos materiais, dos diagnósticos de risco, da estimativa dos tempos de vida dos materiais de reparação. Com esta informação é criada uma base de dados (DB-DURATI) que armazena a informação do comportamento dos materiais em estruturas reais e em grande escala. Como estas estruturas são reais, é possível auferir ao tempo de vida útil das estruturas, tendo em conta a exposição desta. Com isto é possível a tomada de decisão mais acertadas e a definição de estratégias fiáveis de manutenção e reparação de estruturas em ambientes marítimos.”

Um dos aspetos mais importantes para melhorar a durabilidade das estruturas é estabelecer as exigências para a durabilidade dos materiais na execução do projeto e verificar a sua conformidade durante a construção. Os requisitos da durabilidade e os indicadores relacionados dependem do material e do meio de exposição. O conhecimento dos processos de deterioração assim como os defeitos associados aos mesmos é deverás importante para o correto diagnóstico e seleção das técnicas de diagnóstico mais adequadas. A avaliação das condições da estrutura exige o uso de metodologias e técnicas adequadas, assim como um sistema de classificação de anomalias apropriado.

Os três principais métodos de classificação de anomalias e danos adotados são: o critério da causa, relacionando a causa com a anomalia, o critério efeito, que tem em conta os efeitos da degradação mecânica, e o critério causa-efeitos, que relaciona a causa com o efeito com a base para a classificação.

4.3 SISTEMAS DE INSPEÇÃO

Com o aumento da importância da inspeção e diagnóstico de estruturas, foi existindo um desenvolvimento de metodologias relacionadas com as inspeções e diagnóstico de anomalias em edifícios, sendo apresentado de seguida um breve resumo de trabalhos desenvolvidos neste âmbito.

4.3.1 Sistema classificativo - Matrizes de correlação

Devido à elevada subjetividade associada à recolha de informação e diagnóstico de anomalias, Jorge Brito, no ano de 2009, estabeleceu um procedimento estruturado, no qual sistematiza as etapas de inspeção e diagnóstico. O processo consistiu no desenvolvimento de um conjunto de ferramentas e técnicas de trabalho, sendo estes: sistema classificativo das anomalias e causas possíveis, técnicas de diagnóstico e de manutenção, matrizes de correlações entre as diversas ocorrências, um conjunto de fichas normalizadas de anomalias, organização esquematizada na Figura 4.1. Estes métodos são validados pelo extenso trabalho de campo que foi realizado. Estes mesmos métodos devem ser aplicados por elemento tipo, sendo posteriormente incorporados num sistema global de inspeção e diagnóstico.

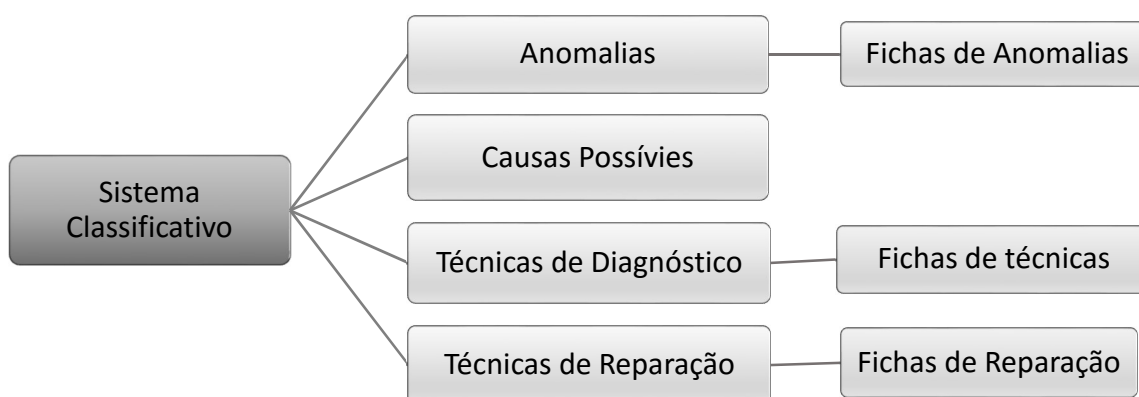


Figura 4.1 – Fluxograma da organização do Sistema Classificativo (Brito, 2009).

As anomalias detetadas devem ser classificadas de forma minuciosa, evitando, contudo, repetições e excesso de detalhe, utilizando para isso um critério classificativo claro e coerente. Seguindo estas diretrizes este método permite uma maior coesão de resultados obtidos, sendo desta forma uma ferramenta essencial à implementação de uma estratégia de manutenção pró-ativa.

4.3.2 Manual de inspeção e diagnóstico com recurso ao programa SPSS

Um trabalho realizado por Armando Araújo e Jorge Brito, em 2009, tem como tema um sistema de inspeção e diagnóstico de edifícios, no qual utilizava o tratamento de dados estatísticos para a avaliação

de anomalias não estruturais, na envolvente exterior, recorrendo a um programa informático, SPSS (Statistical Package for the Social Sciences).

No sistema acima referido foi implementada uma metodologia de classificação de anomalias inovador, utilizando para o efeito fichas de inspeção. Tal consistia num sistema de classificação formado por três classes e diferentes níveis de avaliação, em que a última classe representa a pontuação global, designada de “Pseudo-quantitativa” e as primeiras fases prendem-se com a “Urgência de atuação” e “Segurança e bem-estar”. Com o somatório das duas primeiras classes obtém-se a classificação final. A organização das classes foi definindo por níveis dispostos por ordem decrescente de gravidade, definindo-se assim a prioridade de atuação.

Tabela 4.1 – Classificação das anomalias (Araújo, 2008)

Classe	1. Urgência de atuação				2. Segurança e bem-estar			3. Pseudo-quantitativa (1+2)			
	0	1	2	3	A	B	C	1	2	3	4
Pontuação	50	30	20	10	50	20	10	≥80 e ≤100	≥60 e ≤70	≥40 e ≤50	≥20 e ≤30

Significado das pontuações:

- Urgência de atuação
 - Nível 0 – Pontuação 50 – atuação imediata;
 - Nível 1 – Pontuação 30 – atuação a médio prazo, de 6 meses a um ano;
 - Nível 2 – Pontuação 20 – sem urgência, mas convém acompanhar a evolução da anomalia;
 - Nível 3 – Pontuação 10 – sem urgência, com efeitos visuais;
- Segurança e bem-estar:
 - Nível A – Pontuação 50 – não cumpre as exigências de segurança;
 - Nível B – Pontuação 20 – não cumpre as exigências mínimas de funcionalidade;
 - Nível C – Pontuação 10 – cumpre as exigências mínimas de funcionalidade;
- Pseudo-quantitativa:
 - Nível 1 – Pontuação entre 80 e 100 – prioridade máxima;
 - Nível 2 - Pontuação entre 60 e 70 – grande prioridade;
 - Nível 3 – Pontuação entre 40 e 50 – pequena prioridade;
 - Nível 4 – Pontuação entre 20 e 30 – prioridade mínima.

Os dados registados são posteriormente exportados para folhas de cálculo para tratamento estatístico através do programa SPSS. As informações recolhidas fornecem indicadores sobre o estado de conservação do edifício, sendo, por isso, uma ferramenta bastante útil na tomada de decisão e definição de prioridades na intervenção a realizar nas anomalias detetadas.

4.3.3 Grupo de estudos de patologias da construção – PATORREB

Em vários casos, procede-se à reparação das anomalias, sem que se saibam as causas que as originam. Isto leva a um ciclo vicioso onde as anomalias são apenas escondidas, reaparecendo mais tarde. Tal situação piora ainda mais com a falta de recolha de informação, a qual ajudaria a criar uma listagem das principais patologias que afetam os edifícios. Desta forma o nível de degradação dos edifícios é cada vez maior.

Desta forma surgiram vários sistemas de inspeção e diagnóstico disponibilizados na internet, sendo desta forma facilitado o acesso aos mesmos.

De acordo com Freitas (2008), o registo de anomalias e análise das suas causas, assim como a sua divulgação, é fundamental para o conhecimento de anomalias mais frequentes. Desta necessidade surgiu o Grupo de Estudos de Patologias da Construção – PATORREB, o qual publica e divulga um catálogo de patologias composto por um conjunto de fichas de patologia nas quais é feita a descrição das mesmas, as técnicas de diagnóstico utilizadas, as principais causas associadas e possíveis soluções de reparação. A informação está disponibilizada num *site* na Internet, sendo este <http://patorreb.com/pt/>.

A organização das fichas é feita por elementos construtivos e agrupadas segundo a sua localização no edifício. A Figura 4.2 contém a ilustração visível no *site*, sendo que nesta é possível, através da seleção de um dos pontos pré-definidos, verificar a lista de anomalias associadas ao elemento em causa.



Figura 4.2 - Interface PATORREB.

4.3.4 Metodologias de diagnóstico exigencial

A nível europeu existem diversos sistemas de inspeção e diagnóstico para aplicação em edifício de habitação, dos quais se podem destacar o método EPIQR, o MER HABITAT e o Clau 2000. Os métodos referidos anteriormente apresentam uma metodologia de avaliação semelhante, a qual consiste em avaliar os elementos construtivos e atribuir-lhes um grau qualitativo de deterioração. Estes métodos têm o inconveniente das avaliações serem baseadas em opiniões, sendo desta forma muito subjetivas, pois não se socorrem de ensaios, medições ou outros meios de diagnóstico.

Desta forma, foi desenvolvido por João Lanzinha em 2001, um novo método, o qual permite comparar o desempenho dos diversos elementos do edifício, com os requisitos técnicos do seu funcionamento, estando estes discriminados em documentos técnicos. Esta comparação é realizada através ensaios e técnicas de diagnóstico para uma melhor avaliação. O método foi designado por Metodologia Exigencial de Reabilitação – MEXREB. No desenvolvimento deste método foram apenas considerados os elementos construtivos da envolvente exterior.

Identificando os elementos a analisar, estudam-se as exigências que devem ser satisfeitas, tendo por base os documentos regulamentares e as exigências técnicas e científicas. Após a identificação dos elementos e requisitos a cumprir, é possível efetuar o diagnóstico do edifício em estudo e avaliar o nível de satisfação.

O diagnóstico não passa apenas por uma observação visual ou comparativa. Este é baseado nos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, no cálculo das características dos elementos e na verificação dos resultados obtidos com os requisitos definidos.

Os níveis de qualidade são atribuídos consoante o grau de satisfação das exigências. Estes níveis são:

- Nível 1 – Insuficiente;
- Nível 2 – Suficiente;
- Nível 3 – Bom;
- Nível 4 – Muito bom;
- Nível 5 – Excelente.

Este método tem como objetivo facilitar o processo de tomada de decisão na reabilitação de edifícios, tornando-o mais simples, racional e sólido.

4.3.5 Método de Avaliação do estado de Conservação de Imóveis (MAEC)

Devido à reforma do regime de arrendamento urbano em 2006, foi desenvolvido pelo LNEC o “Método de Avaliação do Estado de Conservação de Imóveis”, MAEC, para efeitos de atualização de rendas. O

método permite definir, de forma eficaz, o estado de conservação de edifícios, através de uma inspeção visual no local por técnicos qualificados.

Em 2012, devido à revisão do regime jurídico de arrendamento urbano, a atualização das rendas deixou de estar sujeita à avaliação segundo o MAEC. Contudo, este método passou a ser uma ferramenta utilizada para a determinação do nível e do estado de conservação, determinando a necessidade de realizar obras obrigatórias ou demolições, estando a sua aplicação a cargo das câmaras municipais ou entidades gestoras das áreas de reabilitação urbana.

Além das áreas de aplicação legal, possuindo o MAEC critérios objetivos, a sua aplicação é possível na definição de políticas de manutenção e de reabilitação, na definição das intervenções mais urgentes, na determinação do valor do imobiliário do imóvel e ainda na validação da rentabilidade económica das intervenções.

Segundo o MAEC, as anomalias são classificadas em cinco níveis: Muito Ligeira (5 pontos), Ligeira (4 pontos), Média (3 pontos), Grave (2 pontos) e Muito Grave (1 ponto). Na Figura 4.3 é possível visualizar uma parte da ficha de avaliação do MAEC.

Para a determinação do nível de anomalia de cada elemento são tidos em conta 4 critérios(NRAU,2007):

- 1) Consequência da anomalia na satisfação das exigências funcionais;
- 2) Tipo e extensão do trabalho necessário para a correção da anomalia;
- 3) Relevância dos locais afetados pela anomalia;
- 4) Existência de alternativas para o espaço ou equipamento afetado.

C. ANOMALIAS DE ELEMENTOS FUNCIONAIS	Anomalias					Não se aplica	Ponderação	Pontuação
	Muito ligeiras (5)	Ligeiras (4)	Médias (3)	Graves (2)	Muito graves (1)			
Edifício								
1. Estrutura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		x 6 =	
2. Cobertura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		x 5 =	
3. Elementos salientes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 3 =	
Outras partes comuns								
4. Paredes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 3 =	
5. Revestimentos de pavimentos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 2 =	
6. Tectos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 2 =	
7. Escadas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 3 =	
8. Caixilharia e portas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 2 =	
9. Dispositivos de protecção contra queda	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 3 =	
10. Instalação de distribuição de água	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	
11. Instalação de drenagem de águas residuais	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	
12. Instalação de gás	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	
13. Instalação eléctrica e de iluminação	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	
14. Instalações de telecomunicações e contra a intrusão	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	
15. Instalação de ascensores	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 3 =	
16. Instalação de segurança contra incêndio	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	
17. Instalação de evacuação de lixo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	x 1 =	

Figura 4.3 - Parte da Ficha do MAEC referente à parte do edifício (NRAU, 2007).

A ficha de avaliação é dividida em nove secções, numa primeira secção é solicitada a identificação, localização e caracterização do imóvel. Na secção C, por exemplo, são atribuídos os níveis de 1 a 5 aos elementos funcionais, os quais estão subdivididos. Os 3 primeiros pontos desta secção são relativos aos elementos estruturais como cobertura e elementos salientes. Nesta mesma secção, a classificação das anomalias relativas às partes comuns está prevista entre os pontos 4 e 17. A secção C é explicada dado que foi colocada como exemplo a Figura 4.3, facilitando desta forma a compreensão da aplicação da fichas do MAEC na avaliação de anomalias.

Com o manual de instruções de aplicação, Figura 4.4, é fornecido um quadro, no qual são definidos os critérios de classificação.

Anomalias				
Muito ligeiras	Ligeiras	Médias	Graves	Muito graves
Ausência de anomalias ou anomalias sem significado	Anomalias que prejudicam o aspecto , e que requerem trabalhos de limpeza, substituição ou reparação de fácil execução	Anomalias que prejudicam o aspecto , e que requerem trabalhos de substituição ou reparação de difícil execução		
		Anomalias que prejudicam o uso e conforto e que requerem trabalhos de limpeza, substituição ou reparação, pontual ou ampla, de fácil execução	Anomalias que prejudicam o uso e conforto e que requerem trabalhos de substituição ou reparação de difícil execução	
			Anomalias que colocam em risco a saúde e a segurança , podendo motivar acidentes sem grande gravidade, e que requerem trabalhos de limpeza, substituição ou reparação de fácil execução	Anomalias que colocam em risco a saúde e a segurança , podendo motivar acidentes sem grande gravidade, e que requerem trabalhos de substituição ou reparação de difícil execução
				Anomalias que colocam em risco a saúde e a segurança , podendo motivar acidentes graves ou muito graves
				Ausência ou inoperacionalidade de infra-estrutura básica

Figura 4.4 – Critérios de avaliação da gravidade de anomalias (NRAU,2007)

A cada elemento funcional está agregado um valor de ponderação (ver Figura 4.5) o qual define o peso no cálculo do índice da anomalia. Os fatores de ponderação seguem a seguinte classificação: 5 ou 6 para elementos funcionais “muito importantes”, 3 ou 4 para os “importantes” e 1 ou 2 para os “pouco importantes” (NRAU, 2007)

Edifício	Ponderação	Locado	Ponderação
1. Estrutura	6	18. Paredes exteriores	5
2. Cobertura	5	19. Paredes interiores	3
3. Elementos salientes	3	20. Revestimentos de pavimentos exteriores	2
		21. Revestimentos de pavimentos interiores	4
		22. Tectos	4
		23. Escadas	4
Outras partes comuns		24. Caixilharia e portas exteriores	5
4. Paredes	3	25. Caixilharia e portas interiores	3
5. Revestimentos de pavimentos	2	26. Dispositivos de protecção de vãos	2
6. Tectos	2	27. Dispositivos de protecção contra queda	4
7. Escadas	3	28. Equipamento sanitário	3
8. Caixilharia e portas	2	29. Equipamento de cozinha	3
9. Dispositivos de protecção contra queda	3	30. Instalação de distribuição de água	3
10. Instalação de distribuição de água	1	31. Instalação de drenagem de águas residuais	3
11. Instalação de drenagem de águas residuais	1	32. Instalação de gás	3
12. Instalação de gás	1	33. Instalação eléctrica	3
13. Instalação eléctrica e de iluminação	1	34. Instalações de telecomun. e contra a intrusão	1
14. Instalações de telecomun. e contra a intrusão	1	35. Instalação de ventilação	2
15. Instalação de ascensores	3	36. Instalação de climatização	2
16. Instalação de segurança contra incêndio	1	37. Instalação de segurança contra incêndio	2
17. Instalação de evacuação de lixo	1		

Figura 4.5 - Ponderações de elementos funcionais (NRAU, 2007).

A determinação do Índice de Anomalia (IA) é obtida a partir dos níveis atribuídos aos elementos, sendo o estado de conservação classificado segundo os intervalos presentes na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Classificação do estado de conservação (NRAU, 2007).

Nível de anomalia	Muito ligeiras	Ligeiras	Médias	Graves	Muito graves
Índice de anomalias	$5,00 \geq IA \geq 4,50$	$4,50 > IA \geq 3,50$	$3,50 > IA \geq 2,50$	$2,50 > IA \geq 1,50$	$1,50 > IA \geq 1,00$
Estado de conservação	Excelente	Bom	Médio	Mau	Péssimo
Nível de conservação	5	4	3	2	1

O Manual de instruções de aplicação tem como função, além de descrever todo o procedimento de aplicação e preenchimento da ficha de avaliação, diminuir a subjetividade do método. Sendo assim é possível a consulta de vários exemplos de anomalias para cada um dos 37 elementos funcionais presentes na ficha, com exemplos de anomalias muito graves e ligeiras, o que auxilia a ponderação das classificações.

4.3.6 Outros métodos de diagnóstico

Uma organização do Reino Unido designada de *Building Research Establishment* (BRE), estuda edifícios regularmente, possuindo por isso uma vasta quantidade de relatórios, os quais constituem uma importante base de informações. Esta mesma base de dados possibilita o fornecimento de informações importante aos profissionais da construção.

Com base nessa informação o Departamento de Prevenção de Defeitos na Construção do BRE, difundiu um conjunto de fichas designadas “*Defect Action Sheet*”, publicada entre o ano de 1982 e 1990. As fichas tinham como propósito alertar os profissionais da construção de possíveis erros e anomalias anteriormente registados e analisados, impedindo assim que estes se repetissem. O BRE desenvolveu ainda um guião prático, denominado “*Good Repair Guides*”, no qual as anomalias são descritas e analisadas, bem como as suas causas. Este guião apresenta ainda as soluções possíveis para reparação das anomalias em causa.

Já em França, a *Agence Qualité Construction* (AQC), entidade responsável pela qualidade na construção, no ano de 1995, desenvolveu, em conjunto com a *Fondation Excellence SMA*, uma coletânea de fichas sobre as anomalias na construção, designadas por “*Fiches Pathologie du Bâtiment*”. O objetivo das fichas era disponibilizar informações sobre as anomalias correntes aos profissionais, de forma a melhorar a qualidade da construção.

As fichas de anomalias podem ser consultadas através da Internet, tendo também sido disponibilizado um conjunto de ligações a regulamentos e artigos técnicos, de forma a aprofundar conhecimentos.

Em Portugal, em 2001, foi desenvolvido por Rui Calejo um outro método de diagnóstico de anomalias, designado por *Metodologia de Diagnóstico de Patologias em Edifícios* (DPE), no qual sugere um método desenvolvido segundo um conjunto de procedimentos com encadeamento lógico. O método propõe que as anomalias sejam abordadas segundo duas formas de intervenção, pontual e global, havendo para cada uma das abordagens um modelo de elaboração do diagnóstico e projeto de intervenção.

Uma intervenção é pontual quando se deseja apenas o tratamento pontual de uma anomalia, a qual normalmente é única, localizada, e com uma extensão limitada. Uma intervenção global acontece quando os edifícios são tratados de forma completa, estudando a totalidade das anomalias existentes.

O processo de decisão deste método baseia-se na eliminação de hipóteses, sendo que é difícil indicar apenas um diagnóstico como causa para uma anomalia, até porque em muitas situações a anomalia não provém apenas de uma causa, mas de várias dependentes entre si.

O método é composto por três etapas principais, caracterização das anomalias, forma de atuação e medidas preventivas, assumindo a primeira um papel crucial para o sucesso da intervenção.

Em 2003, Rui Calejo e Peter Westcot publicaram um artigo no livro PATORREB, designado “*Sistema Pericial de Apoio ao Diagnóstico de Patologias em Edifícios*”, o qual pretendia ser um sistema de apoio à decisão, tendo assim o objetivo de ajudar na interpretação de manifestações patológicas e ajudar o técnico na aquisição do diagnóstico.

O método assentava em três princípios fundamentais: a existência de uma relação, possível de comprovar em termos estatísticos, entre uma dada manifestação patológica e um dado diagnóstico; a hipótese de

identificar um conjunto de diagnósticos possíveis a partir da análise e classificação de uma dada manifestação patológica; efetuar ensaios que permitam diminuir a incerteza de um determinado diagnóstico, podendo levar à validação ou descarte do mesmo. O sistema assenta numa formulação matemática matricial conseguida a partir de um conjunto de funções discretas de correlações entre as patologias e os possíveis diagnósticos, utilizando o Método de Montecarlo para ponderar a incerteza associada à estimativa.

Sob a alçada de um município da Área Metropolitana do Porto, em 2003, foi desenvolvido um projeto denominado Sistema Integrado de Manutenção de Edifícios de Habitação (SIMEH) o qual tinha como objetivo a gestão e manutenção de um parque de habitação social. Para esse fim foram desenvolvidas “Fichas de Diagnóstico e Intervenção”, elaboradas por Rui Calejo, Vítor Abrantes e Helena Corvacho, com o objetivo de fornecer ferramentas para procedimentos técnicos compreensíveis mesmo a pessoas não especializadas. O sistema é baseado em procedimentos tipo e num registo contínuo das intervenções.

A empresa OZ – Diagnóstico, Levantamento e Controlo de Qualidade em Estruturas e Fundações, Lda – possui um serviço de pré-diagnóstico de anomalias em edifícios disponível on-line, designado “*ConstruDoctor*”, o qual tem como objetivo ajudar os usuários e proprietários dos edifícios a corrigir as anomalias expostas. Este sistema fornece uma explicação básica para as causas prováveis das anomalias e efetuando um diagnóstico preliminar, determinando, no final, as medidas de correção necessárias.

O processo inicia-se com o preenchimento de um formulário on-line, por parte do utilizador, no qual são reunidos os dados pessoais sobre o imóvel e as anomalias que o mesmo apresenta, podendo ser anexadas fotografias das mesmas. A resposta é estudada por uma equipa de engenheiros especializados, sendo elaborado por estes um relatório com identificação da anomalia e causas possíveis, e informações adicionais, tais como intervenções corretivas e o modo de as efetuar.

No ano de 2013 foi desenvolvido por Sara Amaral, um Sistema de Inspeção e Diagnóstico de Edifícios Recentes (SIDER) que desenvolve uma estratégia de avaliação da necessidade de intervenção. Esta estratégia passa pela utilização de um processo que contempla a realização de uma inspeção, o mapeamento e classificação de anomalias, a recolha de informação de documentos e utentes, a realização de ensaios semi-destrutivos e a matriz de correlação entre anomalias e possíveis causas.

A particularidade deste método reside nas matrizes de correlação, nas quais se recorre a percentagens que relacionam as anomalias e possíveis causas, tendo por base a urgência de atuação e bem estar, segundo o método de Araújo e Brito de 2009, já referido anteriormente no subcapítulo 4.3.2. Para tal foram definidos 5 níveis de percentagens que vão dos 100% (Nível 1 – Relação presumivelmente exata) a 0% (Nível 5 – Relação inexistente).

4.3.7 Normas e documentos internacionais

ISO 13822

A ISO 13822 de 2010 com o título “Bases for design of structures”, fornece os requisitos e procedimentos gerais para a avaliação de estruturas existentes. Esta norma é aplicável na avaliação de qualquer tipo de estrutura existente, tendo sido concebida originalmente segundo os princípios aceites da engenharia e arquitetura.

A necessidade de avaliar a estrutura advém por exemplo: de uma alteração de tipo de utilização, da necessidade de extensão da vida útil do projeto, teste de fiabilidade requerido pelas autoridades ou proprietário – comportamento perante um sismo, deterioração da estrutura devido às ações a que foi sujeita ou devido a danos estruturais por ações acidentais.

Esta norma pode ser aplicada a estruturas com valor patrimonial, contudo, devem ser tidas em conta considerações adicionais.

Aquando da avaliação de uma estrutura, o objetivo esperado em termos de desempenho estrutural futuro deve ser definido em conjunto com o cliente, tendo por base os seguintes níveis de desempenho: nível de desempenho de segurança adequado; nível de continuação do desempenho da função – estruturas especiais tais como hospitais – no caso de sismo ou outro imprevisto; requisitos de funcionamento especiais.

Consoante o objetivo traçado na avaliação define-se o procedimento adotar, sendo que é aconselhável uma visita prévia ao local antes de iniciar o procedimento.

As etapas que compõem a avaliação de estruturas são:

- a) Especificação dos objetivos de avaliação;
- b) Cenários possíveis;
- c) Avaliação preliminar:
 - i. Estudo de documentos e outras provas, tais como desenhos estruturais ou condições do terreno de fundação;
 - ii. Inspeção preliminar;
 - iii. Verificações preliminares;
 - iv. Decisão de ações imediatas;
 - v. Recomendações para avaliação detalhada.
- d) Avaliação detalhada:

- i. Pesquisa de documentos detalha e sua avaliação;
 - ii. Inspeção detalhada e testes ao material;
 - iii. Determinação de ações;
 - iv. Determinação das propriedades das estruturas;
 - v. Análise estrutural;
 - vi. Verificação;
- e) Resultados da avaliação:
- i. Relatório;
 - ii. Projeto conceptual da intervenção;
 - iii. Controlo do risco.
- f) Repetição das etapas se necessário.

Nos anexos desta norma é possível consultar informações para o tratamento estatístico dos resultados da inspeção, como se deve proceder para avaliar as propriedades estáticas e dinâmicas da estrutura recorrendo a ensaios de carga, considerações para a avaliação de fiabilidade que se encontra dependente do tempo, assim como indicações para obter o nível alvo de reabilitação pretendido. É ainda possível consultar os procedimentos a seguir na inspeção de uma estrutura com valor patrimonial.

“Basics for Assessment of Existing Structures”

O documento “Basics for Assessment of Existing Structures”, elaborado por Milan Holicky, entre outros autores, teve como objetivo principal completar a ISO 13822, sendo este o único documento existente que pretende harmonizar as regras para a avaliação de estruturas existentes baseado nos requisitos dos Eurocódigos.

Numa primeira parte do documento faz-se um apanhado da informação contida na ISO 13822, tais como procedimentos a adotar na avaliação de uma estrutura existente, salvaguardando sempre a importância que a reabilitação tem nos dias de hoje, assim como a necessidade de criar um eurocódigo para harmonizar as regras e procedimentos a nível europeu, no que diz respeito à avaliação de estruturas existentes. Os autores consideram que a ISO 13882 não contém informação detalhada, e que não tem em conta a incerteza associada à construção, isto é, não são introduzidos procedimentos para a determinação das ações em estruturas e propriedades dos materiais reais. Assim para colmatar estas necessidades, os autores adicionaram seis anexos nacionais na Republica Checa, tais como, testes de estruturas e materiais existentes, fornecendo princípios gerais para verificações experimentais. Fazem também referência a documentos normativos para os testes, especificações das propriedades da madeira e estruturas de

materiais compósitos de madeira, disposições base para a avaliação das propriedades de elementos de alvenaria e argamassas, incluindo o procedimento para a avaliação de alvenaria resistente, entre outros.

Num capítulo desenvolvido por Vladislava Návoravá, designado por processos de avaliação de estruturas existentes, contém os requisitos gerais e procedimentos de avaliação para estruturas existentes, com base nos princípios da fiabilidade da estrutura e consequências das falhas e fracassos. Nesta parte aprofunda-se a informação contida nos anexos nacionais referidos anteriormente.

No capítulo 4, o autor Roman Gottfried aborda o método dos coeficientes parciais, método este alternativo ao das tensões admissíveis ou fatores de segurança. Este último é o frequentemente utilizado para conceber as estruturas existentes. Contudo nos Eurocódigos o método básico utilizado é o método dos coeficientes parciais, sendo este o método que é usado em Portugal atualmente.

Guideline for the Assessment of Existing Structures – SAMCO

O relatório da SAMCO - Guideline for the Assessment of Existing Structures – surgiu devido à necessidade de criar regras técnicas para a avaliação de estruturas existentes, sendo que em muitos países as rotinas de inspeção são discutidas dentro da comunidade científica, mas não são postas em prática. Desta forma foi desenvolvido um guia que oferece um quadro de metodologias para a avaliação, o qual assume um procedimento gradual, começando com métodos simples e evoluindo para mais sofisticados, caso seja necessário.

Devido à grande diversidade de estruturas existentes, é fundamental unificar a sua avaliação, de modo a que estas possam ser avaliadas da mesma maneira. Torna-se assim possível comparar os resultados obtidos. O método utilizado pode ser aplicado a qualquer tipo de estrutura existente e que seja composta por qualquer tipo de material.

Tal como noutros métodos existentes, o primeiro passo a definir é o objetivo da avaliação, de forma a ser possível identificar os estados limites mais significativos. Junto com os estados limites definem-se as variáveis estruturais a serem analisadas e quais os procedimentos de avaliação a ser aplicados, existindo uma vasta gama com diferentes níveis de complexidade. Por isso, a escolha do procedimento mais adequado depende dos requisitos especificados para a avaliação. Isto porque, métodos muito sofisticados e conservativos, podem acarretar custos desnecessários. Desta forma na maioria dos casos devem utilizar-se métodos simples e rotineiros.

Numa avaliação de uma estrutura existem sempre três objetivos principais, garantir a segurança estrutural, facilitar a manutenção e minimizar custos.

Na maioria dos casos a avaliação estrutural é realizada utilizando os princípios do estado limite com valores característicos e fatores de segurança parciais, sendo que uma abordagem probabilística só deve ser aplicada quando necessário e se for economicamente viável.

Em geral, os procedimentos de avaliação podem ser classificados em três grupos: avaliação com base na medição, avaliação do modelo base e avaliação não formal.

A avaliação de serviço baseado na medição é uma rotina de avaliação em que os efeitos de carga não são determinados por análise estrutural, mas por medição direta, monitorizando o desempenho da estrutura, por exemplo num ensaio de carga. Uma desvantagem deste método prende-se com o facto de só ser capaz de verificar a suficiência estrutural dentro do estado limite de utilização. A vantagem é que em geral é baseado em rotinas pouco complexas. É um procedimento de dois componentes: i) medição dos efeitos de carga; ii) verificação do estado limite de utilização.

A avaliação de segurança baseada no modelo de manutenção inclui as rotinas de avaliação nas quais os efeitos de carga são determinados a partir do modelo base e análise estrutural, usando-se para o efeito o estado limite último e o estado de manutenção, os quais podem ser modelados e avaliados. Desta forma este é um método de três componentes: aquisição de dados de carga e resistência, cálculo dos efeitos de carga em modelos estruturais, verificação da segurança e facilidade de manutenção.

Na avaliação não formal inserem-se as rotinas baseadas na experiência e no julgamento do engenheiro a avaliar. Desta forma, estas são algo subjetivas, sendo aplicadas em casos extraordinários. Este tipo de avaliação ocorre dentro da gestão da estrutura, sendo a condição estrutural avaliada com base em inspeções visuais.

Neste método são definidos níveis de avaliação, não sendo estes imperativos. Os limites são flexíveis, sendo a divisão feita em 6 níveis.

Nível 0 – Avaliação qualitativa não formal: avaliação feita com base na experiência do engenheiro, usada principalmente como uma pré-avaliação da estrutura, sendo possível avaliar efeitos de deterioração visuais, tais como fissuras.

Nível 1 – Medição determinada com base no efeito de carga: avaliação de manutenção na qual se comparam os valores de desempenho com os valores limite. Neste nível não se realiza uma análise estrutural. Os valores limite são fornecidos nas normas aplicáveis.

Nível 2 – Método dos coeficientes parciais: a avaliação da capacidade de carga e facilidade de manutenção é efetuada usando a informação do projeto, da construção e a documentação da inspeção. A análise estrutural é efetuada utilizando para o efeito métodos simples, e a verificação de segurança e manutenção é feita a partir de coeficientes parciais.

Nível 3 – Método dos coeficientes parciais, com base em investigação complementar: a avaliação é feita usando especificações e ensaios não destrutivos detalhados. Para a análise estrutural são usados métodos completos e modelos detalhados. A verificação de segurança e facilidade de manutenção têm por base os coeficientes parciais.

Nível 4 – Objetivo de fiabilidade modificado, coeficientes parciais modificados: a avaliação da capacidade de carga numa construção em específico é feita recorrendo a modificações dos coeficientes parciais de segurança. Este nível tem em conta que as propriedades estruturais, bem como as circunstâncias externas, podem influenciar a medida de segurança. A modificação dos coeficientes parciais é levada a cabo para um grupo de estruturas que apresentam um comportamento estrutural ou cargas predominantes semelhantes.

Nível 5 – Avaliação probabilística completa: nesta avaliação são tidas em conta todas as variáveis básicas, assim como as suas propriedades estatísticas. Na análise de fiabilidade estrutural é usada diretamente a análise da estrutura, em vez do método dos coeficientes parciais.

Standard specifications for concrete structures – “Maintenance”

Neste documento elaborado pela Sociedade Japonesa de Engenheiros Cívicos é fornecida informação geral básica sobre os princípios de manutenção de estruturas de betão armado. Na fase de manutenção, os desenhos de pormenor e planos de manutenção, assim como os planos de construção e relatórios de inspeção devem ser utilizados para traçar um plano de manutenção eficiente e eficaz. No caso em que o uso da estrutura foi alterado, deve ser realizada uma verificação de desempenho para garantir que a estrutura satisfaz os requisitos. Se tal não acontecer devem ser tomadas medidas de reparação, reforço ou outra ação corretiva para tal acontecer.

Neste documento defende-se que, para manter uma estrutura fiável e que cumpra os requisitos de desempenho, os engenheiros envolvidos devem ter capacidade técnica e elevado nível de ética. Devem ser capazes de tomar decisões adequadas sob condições de trabalho diferentes.

Este documento descreve todas as ações de gestão para manter o desempenho designado de estruturas existente durante o seu serviço, assim como os principais métodos de manutenção adequados. Estando as estruturas em serviço durante um longo período de tempo os requisitos de desempenho variam consideravelmente.

O documento é dividido em duas secções. A primeira secção, designada de manutenção, expõe os princípios, métodos e procedimentos para a manutenção eficaz de estruturas de uma forma abrangente, considerando para o efeito de degradação os defeitos iniciais, danos e defeitos de desempenho.

Os mecanismos de deterioração que afetam o desempenho da estrutura, como sejam, a carbonatação, ataque de cloretos, erosão química, entre outros, assim como os métodos básicos e específicos de manutenção para cada um dos mecanismos, são descritos na segunda secção da especificação.

JCI Guidelines for Assessment of Existing Structures

O Instituto do Betão do Japão (JCI) tem como função estabelecer normas técnicas para avaliação de estruturas existentes de betão armado, para que os engenheiros possam aplicar os métodos específicos para avaliação, não se baseando apenas nas condições de deterioração da estrutura, mas também no desempenho estrutural necessário.

As indicações existentes permitem uma limitação da intervenção na construção ao mínimo, tentando assim alcançar um desenvolvimento sustentável. O procedimento apresentado é gradual, começando com métodos simples, evoluindo para os mais sofisticados, caso seja necessário.

As linhas de orientação da JCI estabelecem três níveis de avaliação, que são definidos consoante a sofisticação do método. A avaliação de Nível 1 é um procedimento simples e conservador, que determina apenas uma avaliação aproximada. Este tipo de avaliação é aplicado numa inspeção preliminar.

Numa avaliação de Nível 2, o comportamento mantido é ajuizado de acordo com as equações presentes nas normas de projeto, podendo estas ser modificadas, se necessário.

No Nível 3, o comportamento é avaliado recorrendo a uma análise numérica avançada, como por exemplo através do método dos elementos finitos, no qual a informação específica do betão danificado numa certa zona pode ser refletida diretamente no modelo numérico.

4.4 METODOLOGIAS DE INSPEÇÃO

4.4.1 Aspetos gerais

A inspeção visual das estruturas é o primeiro passo em todo o tipo de inspeção. O seu objetivo é definir as áreas com deterioração e as que representam maior perigo. O relato da inspeção tem de ser feito de forma clara e concisa, sem utilização de termos ambíguos, por forma a impossibilitar uma má interpretação pelos intervenientes que não fazem parte da equipa de inspeção. A inspeção normalmente é feita mapeando as anomalias visíveis, tais como fissuração, delaminação, destacamentos, corrosão da armadura, erosão, entre outras, sendo que algumas anomalias podem não ser visíveis à vista desarmada, sendo nesse caso necessário recorrer a outras técnicas.

O mapeamento da superfície é um procedimento em que as anomalias são localizadas e tipificadas. Estes mapas podem ser acompanhados por plantas de pormenor, fotografias ou vídeos.

A inspeção deve ser iniciada numa das extremidades da estrutura, avançando de forma sistemática até todas as partes serem analisadas, devendo-se definir rotas e prioridades para a inspeção.

A inspeção principal pode ser subdividida em 3 diferentes fases. A primeira fase designada de Pré Inspeção e recolha de informação, envolve a seleção dos equipamentos necessários em função dos condicionalismos da estrutura em estudo. A segunda fase caracteriza-se pela inspeção propriamente dita, sendo identificadas e registadas as anomalias presentes em obra. Nesta segunda fase são ainda realizados ensaios complementares para um melhor diagnóstico. A terceira e última fase consiste no tratamento e armazenamento dos dados e elaboração de relatórios de inspeção.

4.4.2 Recolha de informação

A recolha de informação sobre o edifício é uma ferramenta fundamental para alcançar os objetivos pretendidos na inspeção. Os projetos originais e de alterações, tais como, desenhos, especificações técnicas e ensaios geotécnicos, caso existam, são de essencial análise. Também devem ser consultados os possíveis inquéritos realizados aos utentes e donos dos edifícios, ajudando estes a esclarecer a história do edifício. Os inquéritos são fundamentais em casos em que os projetos são escassos ou inexistentes.

Um estudo prévio do histórico do edifício é muito vantajoso na organização da informação a recolher no local, onde o técnico deverá apenas registar a informação mais importante. No caso de terem sido realizadas inspeções no passado é essencial o seu registo, o qual deve ser acompanhado pelo registo fotográfico efetuado e elementos escritos relativos às mesmas. Isto permite um maior conhecimento dos acontecimentos passados que levaram à degradação do edifício, sendo assim possível, muitas das vezes, fundamentar algumas causas de anomalias ocorridas.

O estudo e a caracterização do edifício deve conter a geometria dos seus elementos, bem como o comportamento que estes apresentam. Para tal, afigura-se necessária uma análise das suas características mecânicas, as quais podem estar comprometidas devido à degradação verificada. O conhecimento das cargas atuantes é igualmente importante para verificar se a capacidade resistente se encontra em níveis aceitáveis. Também os materiais usados para a construção e tipo de construção devem ser estudados para uma melhor análise dos métodos utilizados na intervenção a efetuar.

4.4.3 Inspeção preliminar

A Pré-Inspeção é, como o nome indica, a fase que antecede a inspeção, tem como objetivo traçar estratégias a adotar na inspeção, com vista a amenizar possíveis contratempos e o bom desenvolvimento da inspeção.

A inspeção preliminar tem como objetivo obter uma visão global da estrutura, analisando de uma forma prévia indicações que permitam avaliar o estado da estrutura, as zonas mais problemáticas e possível origem dos problemas. Desta forma é possível verificar a existência de uma causa generalizada de deterioração.

Na delimitação da estratégia a adotar é necessário ter em atenção fatores como: possibilidade de consultar os elementos de projeto e obra, localização e condicionamentos da envolvente, condições de acesso a todos os elementos, consultar o historial da obra e possíveis inspeções realizadas anteriormente. Nesta fase são ainda definidos os estudos complementares a realizar na inspeção pormenorizada.

4.4.4 Inspeção principal

A inspeção pormenorizada é a etapa que se segue à inspeção preliminar, a qual deve abarcar toda a estrutura. Como já foi referido anteriormente, é necessário ter acesso visual a todos os elementos da estrutura, sendo por isso necessário antes verificar a necessidade de meios de acesso especiais para tal.

Uma das primeiras ações a realizar é o levantamento geométrico da estrutura, que contempla a representação espacial da estrutura, na forma de plantas, cortes e alçados. Todos os elementos estruturais devem ser identificados com a nomenclatura apropriada, assim como a medição de todos os elementos estruturais para obtenção das suas dimensões reais.

De seguida procede-se ao levantamento de todas as anomalias visualizadas, as quais devem ser caracterizadas avaliando a sua extensão, assim como possíveis causas para as mesmas. No caso de não existirem anomalias, tal também deve ser reportado. O levantamento das anomalias deve ser efetuado a partir de uma observação detalhada e que abranja toda a estrutura. Deve também proceder-se ao registo fotográfico e em vídeo. As zonas mais críticas deverão ser alvo de uma visualização mais minuciosa.

Na caracterização das anomalias é relevante registar a cor, aspeto, dimensão, orientação, espessura e forma, através de uma avaliação tátil e olfativa.

Para completar o levantamento é importante a elaboração de esquemas, que facilitem a leitura e compreensão, e a realização das medições necessárias. Estes devem fazer-se acompanhar por fichas de inspeção apropriadas para o efeito, as quais devem estar devidamente formatadas, estando a informação a analisar em *checklists* para facilitar o preenchimento e posterior leitura, dado que estas devem servir de suporte às atividades a desenvolver. A ficha deve conter a identificação do elemento estrutural, as condições em que a inspeção decorre, a caracterização das anomalias e registo fotográfico, bem como a classificação do estado de conservação.

A apresentação de resultados pode ainda ser exposta em mapas de anomalias, quadros resumo e matrizes de correlação. Desta forma a informação encontra-se exposta de uma forma mais clara e concisa, facilitando a compreensão dos mesmos por parte dos respetivos intervenientes.

Em casos de zonas ocultas, podem abrir-se janelas de inspeção, as quais permitem o acesso e visualização das zonas em questão. Estas zonas podem não apresentar qualquer anomalia, sendo que, no entanto, a inspeção deve percorrer todos os elementos passíveis da sua existência.

É também necessário ter especial atenção ao registo fotográfico. Este deve ser completo e abranger toda a estrutura. É aconselhável que a câmara fotográfica possua zoom ótico para que anomalias de pequena dimensão ou pormenores relevantes são de melhor análise e visualização posteriormente. A organização da informação é essencial, devendo ser identificadas as fotografias das anomalias e registados os nomes dos respetivos ficheiros, nas fichas de inspeção. A sua localização, enquadramento e escala devem também ser devidamente registados de forma adequada. O pós-processamento e edição, ajudam a realçar certos pormenores relevantes.

Se for possível é indicado recolher testemunhos de pessoas ligadas à obra, para uma melhor análise do seu histórico, assim como observar, se possível, estruturas vizinhas semelhantes para verificar se possuem anomalias semelhantes.

Para um estudo mais detalhado, é importante complementar a inspeção visual com ensaios de diagnóstico e observações específicas, tais como deteção das armaduras e seu recobrimento, realização de ensaios não destrutivos que permitam avaliar a resistência do betão, a penetração de cloretos, o estado de corrosão das armaduras, a profundidade de carbonatação, entre outros. No caso de ser necessário um conhecimento preciso das características mecânicas do betão, é necessário proceder à extração de carotes para realização de ensaios laboratoriais em provetes. Quando possível procede-se à recolha de amostras, o que permite uma inspeção mais detalhada e em melhores condições de análise e também a realização de ensaios laboratoriais.

Dependendo dos objetivos pretendidos poderá ser útil avaliar o comportamento e resposta da estrutura através de ensaios de vibração forçada e ensaios de carga, assim como monitorização do comportamento ao longo do tempo. Exemplo disto é a análise de comportamento das fissuras e deslocamentos, recorrendo-se para o efeito a fissurómetros ou testemunhos de gesso.

Após aquisição de toda a informação, é necessário que a mesma seja analisada e apresentada. Sendo que a informação provém de várias fontes é preciso associa-la às diferentes fases e processos. Para tal é fundamental a elaboração de um Relatório de Inspeção, o qual deve conter a caracterização completa da estrutura e o seu estado de conservação, propriedades dos materiais, identificação das zonas críticas e a localização dos elementos que necessitam de intervenções de reparação ou reforço. Dependendo dos ensaios realizados aquando da inspeção, o relatório pode conter informação que suporte uma análise estrutural, na qual tem em conta as características reais da estrutura e dos seus materiais, sendo desta forma possível ajuizar a sua capacidade resistente, durabilidade, margens de segurança e necessidade de reforço.

No auxílio da inspeção é aconselhável o uso de equipamentos tais como: lanterna, espelho, binóculos, pincéis de limpeza, fita métrica, régua, paquímetro, laser, nível, martelo e ponteiro, fichas de inspeção, prancheta, giz, marcadores ou lápis, meios de acesso (escada), máquina fotográfica/vídeo e equipamento

CAPÍTULO 4

de proteção individual. É também necessária a utilização de equipamento mais específico, como é o caso do comparador de fissuras ou medidor ótico e do martelo. Este último permite a deteção de zonas ocas e de betão delaminado.

5 ENSAIOS DE DIAGNÓSTICO

5.1 ENQUADRAMENTO

No presente capítulo são apresentados os ensaios de diagnóstico necessários para que se possa proceder a inspeções de edifício de betão armado. Os ensaios têm como finalidade a definição da durabilidade e resistência de edifícios. Destes, existem ensaios efetuados “in situ” e outros em laboratório.

São explicados os procedimentos necessários para a realização de cada um dos ensaios, sendo também apresentados os equipamentos utilizados. Encontram-se também expostos neste capítulo os fatores que influenciam os resultados obtidos com estes mesmos ensaios, bem como os valores expectáveis e seu significado.

Foram efetuados manuais de equipamentos e de procedimentos dos ensaios, para uma melhor compreensão da realização dos mesmos (ver Anexo I).

Foi levada a cabo uma campanha experimental, tendo sido realizados ensaios de diagnóstico em laboratório e em estruturas existentes.

5.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

5.2.1 Extração e ensaio de carotes

Aquando da inspeção de uma estrutura, pode ser necessário determinar as características de resistência dos betões aplicados em obra. Sendo assim, podem ser extraídas amostras da própria estrutura, designadas por carotes, as quais são posteriormente ensaiadas em laboratório.

Este é o ensaio mais eficaz na avaliação da resistência à compressão, pois é aquele que apresenta maior nível de confiança, além de permitir uma inspeção visual direta de zonas interiores. Com ensaios completos, é ainda possível determinar propriedades físicas como densidade, absorção de água e permeabilidade, químicas, tais como cloretos e carbonatação e mecânicas, como módulo de elasticidade e resistência à tração.

O recurso a este ensaio acarreta algumas limitações que devem ser tidas em conta. A extração e o ensaio de carotes têm um custo elevado, ao nível de tempo. Tal como os danos infligidos na estrutura que

acarretam reparação. Por esta razão, este ensaio deve ser levado a cabo em conjunto com outros ensaios, menos demorados e não destrutivos. Desta forma é possível reduzir ao mínimo o número de carotes necessárias. No entanto, a aplicação do ensaio é aconselhável em situações em que é exigido um grau de exatidão elevado, ou quando existe necessidade de confirmar os resultados obtidos a partir de outros ensaios não destrutivos.

O procedimento para extração de carotes está presente na norma NP EN 12504-1 de 2003, a qual descreve o método para extração de carotes em betão endurecido, examinação, preparação para ensaio e determinação da resistência à compressão. Já o ensaio de resistência à compressão, propriamente dito, encontra-se normalizada para provetes cilíndricos ou cúbicos, pela norma NP EN 12390-3, a qual define os parâmetros de cura do betão, assim com os procedimentos de ensaio.

A localização dos pontos de carotagem depende dos objetivos do ensaio, pode pretender-se estimar a resistência de uma zona crítica ou danificada, ou obter um valor de resistência representativo de toda a estrutura, sendo que nesse caso os pontos escolhidos serão zonas típicas da estrutura. Recorrendo a ensaio não destrutivos é possível avaliar a uniformidade do betão e deteção de zonas críticas. Outro fator a ter em conta na localização dos pontos é a presença de armaduras e implicações estruturais resultantes da extração de carotes. As armaduras introduzem incerteza na determinação da resistência à compressão, devendo assim optar-se por realizar um ensaio não destrutivo que permita a deteção da armadura, recorrendo, por exemplo, ao “Ferrosan”.

A norma NP EN 13791 refere que uma carote extraída horizontalmente com 100 mm de diâmetro e uma altura na razão de comprimento/diâmetro igual a um, corresponde à resistência à compressão de um cubo com 150 mm de lado. Na norma NP EN 12504-1 refere ainda que a escolha do diâmetro deve ter em conta a máxima dimensão do agregado, não devendo a razão entre o diâmetro e a dimensão máxima do agregado não deve ser inferior a 3.

Operação de carotagem:

O processo inicia-se posicionando e fixando a caroteadora (ver Figura 5.1) à superfície de betão garantindo a verticalidade da broca diamantada face à mesma. Ligando o motor do aparelho, verifica-se o fornecimento de água que garanta a lubrificação da broca, podendo assim dar-se início à extração. O avanço é lento e ocorre normalmente por rotação de uma manivela. É importante que a pressão seja uniforme, sendo que a rotação não necessita de ser constante. Por estas razões o operador deve ser experiente. Atingindo a profundidade desejada interrompe-se o processo e retira-se a carote, sendo, normalmente, inserida uma cunha no espaço deixado pela broca, com ajuda da qual se parte carote.



Figura 5.1 – Extração de carote

Após a extração a carote deve ser marcada de forma inequívoca e clara, registando a sua localização e orientação dentro do elemento de onde foi retirada.

As carotes utilizadas para a determinação da resistência à compressão não podem conter qualquer varão de aço. Após a extração é necessário efetuar uma inspeção visual do provete, para identificar possíveis anomalias. Para a realização do ensaio, não podem ser ensaiadas carotes com fissuras, buracos ou má aderência do capeamento. A superfície do provete deve ser limpa removendo quaisquer areias ou outro material. Esta inspeção permite detetar possíveis evidências de segregação/anomalias, assim como identificar o tipo, forma e dimensão do agregado.

É necessário efetuar uma série de medições da carote, as quais devem ser efetuadas da seguinte forma (NP EN 12504-1, 2003):

- a) Diâmetro do tarolo, d_m : a medida deve ser efetuada com uma aproximação de $\pm 1\%$, a partir de pares de medidas obtidas em ângulo reto, até pontos a metade e a um quarto do comprimento do tarolo;
- b) Comprimento da carote: os comprimentos máximo e mínimo devem ser medidos com uma aproximação de $\pm 1\%$, como rececionados, e o comprimento após terminar a preparação final, em conformidade com o normalizado;
- c) Armadura: deve ser medido o diâmetro e a posição desde o centro do varão exposto à(s) extremidade(s) ou eixo do tarolo, ambas como recebidas e após a preparação final. As medições devem ser efetuadas com aproximação a 1mm.

O ensaio à compressão é realizado segundo o preconizado na NP EN 12390-3:2011, que contém os pressupostos e procedimentos que devem ser seguidos na realização do ensaio. Segundo esta:

- A carote necessita ser ensaiada em condições saturadas. Assim, após o capeamento as carotes devem ser mantidas em água a $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ durante, pelo menos, 40 horas. Existe, contudo, a possibilidade de ensaiar a carote consoante as condições de serviço na estrutura, normalmente seca.

- A relação preferencial entre o comprimento e a diâmetro varia consoante a comparação entre resistência de provetes cilíndricos ou cúbicos. No caso de o resultado da resistência ser comparada a resistência do cilindro, a relação deve ser de 2. Para comparação com a resistência do cubo a relação deve ser de 1.

Na execução do ensaio, a carote deve ser posicionada na máquina de ensaio, de preferência centrada e não se deve utilizar nenhum material assessor entre os pratos da prensa e a superfície da carote. A carga deve ser aplicada de forma constante até à rotura, devendo o seu tipo ser registado. A Figura 5.2 exemplifica os vários tipos de rotura satisfatória. Por sua vez, na Figura 5.3 são visíveis alguns tipos de rotura não satisfatórios.

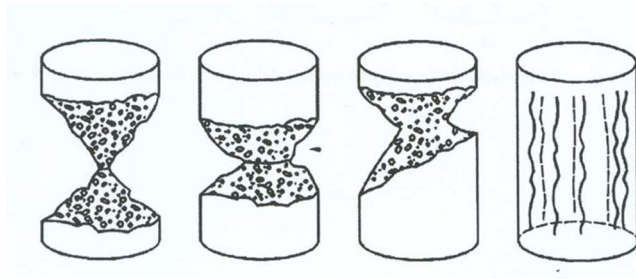


Figura 5.2 - Tipos de rotura satisfatória em provetes cilíndricos (NP EN 12390-3:2011).

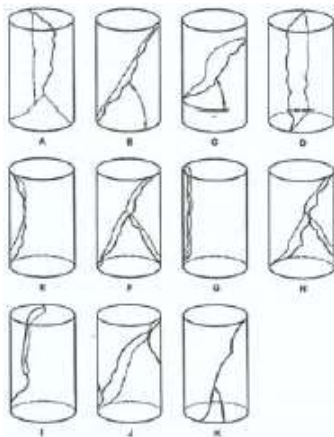


Figura 5.3 - Tipos de rotura não satisfatória em provetes cilíndricos (NP EN 12390-3:2011)

A determinação da resistência à compressão de cada carote é obtida dividindo a carga máxima pela área da seção transversal, a qual é calculada a partir do diâmetro médio. O resultado final é aproximado ao 0,5 MPa ou $0,5 \text{ N/mm}^2$.

Existem diferentes fatores que influenciam os valores de resistência à compressão das carotes, alguns são relativos às características do betão e outros às variáveis de ensaio.

No que diz respeito às características do betão temos os seguintes fatores (NP EN 13791, 2008):

- Teor de água - um provete saturado apresenta uma resistência à compressão inferior em cerca de 10% a 15% relativamente ao mesmo provete seco ao ar;
- Porosidade do betão – um aumento da porosidade diminui a resistência. Aproximadamente 1% de vazios decresce em cerca de 5% a 8% da resistência;
- Direção relativa da betonagem – no caso de uma carote cortada verticalmente na direção de betonagem, a resistência dependa da estabilidade do betão fresco, obtendo-se uma resistência maior se for extraída horizontalmente no mesmo betão. A diferença é tipicamente entre 0% e 8%;
- Imperfeições – as carotes podem apresentar defeitos locais por diversas causas, tais como, aumento de água por baixo de partículas planas ou armaduras horizontais e vazios devidos à segregação. Desta forma, a validade da avaliação da resistência a partir de tais carotes e a sua aptidão para representar a resistência geral deverá ser avaliada separadamente;

As às variáveis de ensaio que influenciam a resistência à compressão são (NP EN 13791, 2008):

- Razão comprimento/diâmetro (l/d) – a resistência medida é influenciada pela razão comprimento/diâmetro, para $l/d > 1$ a resistência diminui e para $l/d < 1$ aumenta.
- Diâmetro da carote – o diâmetro da carote influencia a resistência medida, assim como a variabilidade da resistência. Uma carote extraída horizontalmente com 100 mm de diâmetro e uma altura com ($l/d=1$) a resistência corresponde à de um cubo com 150 mm de lado.

No caso de carotes com diâmetro inferiores a 100 mm e $l/d=1$, a variabilidade é geralmente maior. Sendo assim, com carotes de 50 mm pode ser conveniente utilizar um número de carotes três vezes superior ao utilizado com um diâmetro de 100 mm e interpolar linearmente para carotes com diâmetro entre 50 e 100 mm.

A variabilidade da resistência medida aumenta com o decréscimo da razão diâmetro da carote/máxima dimensão do agregado.

As carotes com diâmetro inferior a 50 mm necessitam de procedimentos não cobertos pela norma NP EN 13791;

- Planura das superfícies de topo – desvios de planura diminuem a resistência medida. A tolerância da planura deverá ser igual a de provetes normalizados, consoante a NP EN 12390-1;

- Capeamento das superfícies de topo – capeamento de baixa resistência diminuem a resistência. No caso de serem utilizados capeamentos finos de argamassa ou de enxofre de alta resistência, a resistência não é influenciada significativamente. De outra forma, é preferível recorrer à rectificação das superfícies de topo;

- Efeito da carotagem – operações de carotagem realizadas em betão imatur ou fraco podem danificar o mesmo, não sendo, normalmente, possível ver os efeitos na superfície cortada.

Uma carore pode ser inerentemente mais fraca que um cilindro porque a sua superfície pode incluir partes do agregado, as quais pouco contribuem para a resistência da carote ;

- Armadura – carotes utilizadas para medir a resistência do betão não devem conter armadura. Quando tal não pode ser evitado, é expectável que ocorra uma redução da resistência. As carotes com armaduras no seu eixo longitudinal (ou próximo dele) não são adequadas para ensaios de resistência.

5.2.2 Determinação do índice esclerométrico – Esclerómetro

O esclerómetro é um equipamento que permite obter “in situ”, de uma forma expedita e não destrutiva, a dureza superficial de um elemento em betão. A norma que rege este ensaio é a NP EN 12504-2.

O método baseia-se na medição do ressalto de uma massa elástica após sofrer um impacto contra o betão. Esta grandeza é representativa da dureza superficial do material.

Este ensaio é bastante útil para avaliar a homogeneidade do betão e para identificar zonas de menor resistência nas quais poderá ser necessário realizar ensaios mais complexos. A resistência à compressão não é obtida de forma direta através deste ensaio, sendo necessário recorrer a correlações com o índice esclerométrico para se obter uma estimativa de resistência.

O equipamento utilizado é um esclerómetro do tipo Schmidt, (ver Figura 5.4) o qual possui um veio de compressão. Quando este é pressionado contra a superfície de betão, a mola existente no seu interior é comprimida. Quando o veio atinge o fim do percurso, uma massa é libertada no mesmo instante, a qual choca com a extremidade interior, esse choque é transmitido à superfície sob ensaio, a qual oferece reação, provocando um ressalto. O mesmo veio transmite o ressalto à massa móvel, a qual, ao deslocar-se, move o ponteiro que regista o ponto máximo do ressalto da massa. No caso de um esclerómetro analógico o ponteiro é visível no exterior do invólucro do equipamento. Se o esclerómetro for digital o valor é visível no monitor do aparelho de aquisição de dados. Quanto mais dura e compacta for a superfície do betão, maior será o ressalto. Sendo assim, a carbonatação do betão influencia os resultados obtidos.



Figura 5.4 – Equipamento de determinação do índice esclerométrico – Digi-Schmidt, Proceq.

O elemento de betão que será alvo de ensaio, deverá ter no mínimo 100 mm de espessura e estar fixo à estrutura. Áreas com buracos, com textura rugosa ou que apresentam elevada porosidade devem ser evitadas.

A área do ensaio deve ter aproximadamente 300x300 mm². Utilizando uma pedra abrasiva, a área de ensaio deve ser alisada, desgastando as superfícies brandas ou rugosas, e retirando a argamassa solta da superfície. A água existente na superfície do betão deve ser removida.

Antes de iniciar as leituras, o esclerómetro deve ser ativado no mínimo três vezes, para garantir o correto funcionamento do mesmo.

Procedimento:

O esclerómetro deve ser mantido firmemente numa posição que permite o embate perpendicular com a superfície que está a ser ensaiada.

A pressão do percutor deve ser aumentada gradualmente até que se dê o impacto do esclerómetro, após o qual se regista o índice esclerométrico.

Devem ser realizadas no mínimo 9 leituras, para obtenção de um valor fiável na área definida no elemento.

A posição e orientação é registada para cada conjunto de leituras.

Os pontos de impacto devem estar afastados entre si de, pelo menos, 25 mm e nenhum deve estar a menos de 25 mm da margem.

Após as leituras, deve-se examinar a superfície de cada impacto, verificando se houve esmagamento ou partir em vazios perto da superfície. Se tal ocorrer, o resultado deve ser eliminado.

O resultado deve ser obtido com a mediana de todas as leituras. No caso de 20% das leituras serem diferentes da mediana em mais de 6 unidades, o ensaio não é válido.

Determinação da resistência à compressão

Para estimativa da resistência do betão, torna-se necessário ter em conta a orientação do esclerómetro, consoante as indicações do fabricante. Um exemplo de de curvas de correlação é apresentadas na Figura 5.5.

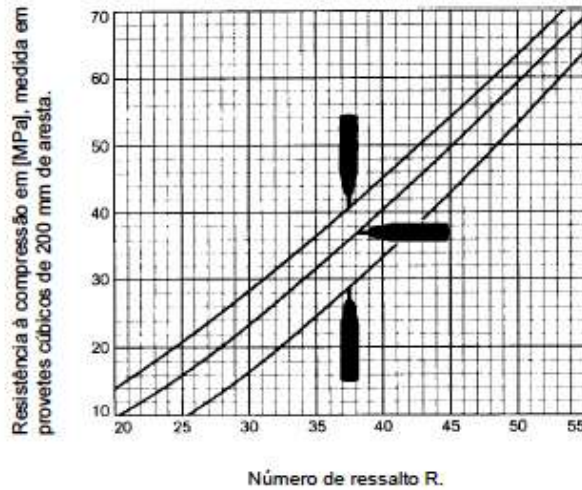


Figura 5.5 - Correlação entre a resistência à compressão e o número de resalto, R, para um equipamento tipo N (Neponuceno, 1999).

O esclerómetro de Schmidt está disponível em vários tipos, consoante a gama de resistências à compressão que se pretende avaliar. O tipo N possui uma energia de impacto padrão, o objeto em estudo tem que ter um espessura mínima de 100 mm e estar firmemente fixado à estrutura. O tipo L possui uma baixa energia de impacto, aconselhável para objetos frágeis ou estruturas com espessura inferior a 100 mm.

Na norma NP EN 13791 consta uma curva base de correlação entre o índice de resalto, obtido a partir do ensaio de determinação do índice esclerométrico, e a resistência à compressão resultado do ensaio de carotes. A curva base é deslocada para um nível apropriada, determinado pelo ensaio de carotes.

Devem ser utilizados no mínimo nove pares de resultados selecionados de uma área de ensaio de entre uma população, obtendo-se o valor de Δf que será o valor do deslocamento que deverá ser imposto à curva basa, de forma estabelecer a relação entre as medições indirectas e resistência à compressão in situ.

Para cada área de ensaio é determinada a diferença entre resistências in situ entre o valor medido sobre a carote e o valor dado pela curva base, $\delta f = f_{is} - f_{R,V \text{ ou } F}$. De seguida, calcula-se a média $\delta f_{m(n)}$ dos n resultados e o desvio padrão da amostra, s .

O valor de Δf é calculado a partir da seguinte expressão (5.1):

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 \times s \quad (5.1)$$

Em que:

- $\delta f_{m(n)}$ – média dos n resultados da amostra;
- k_1 – é dado pela Tabela 5.1, e dependo do número de pares de resultados;
- s é o desvio padrão da amostra.

Tabela 5.1 - Coeficiente k_1 em função do número n de resultados (NP EN 13791, 2008).

Número de pares de resultados n	Coeficiente k_1
9	1,67
10	1,62
11	1,58
12	1,55
13	1,52
14	1,50
≥ 15	1,48

A curva base presente na norma para o ensaio indirecto com o esclerómetro está representada na Figura 5.6. A curva base deverá ser deslocada consoante o valor de Δf obtendo-se assim a relação entre o método indirecto e a resistência in situ.

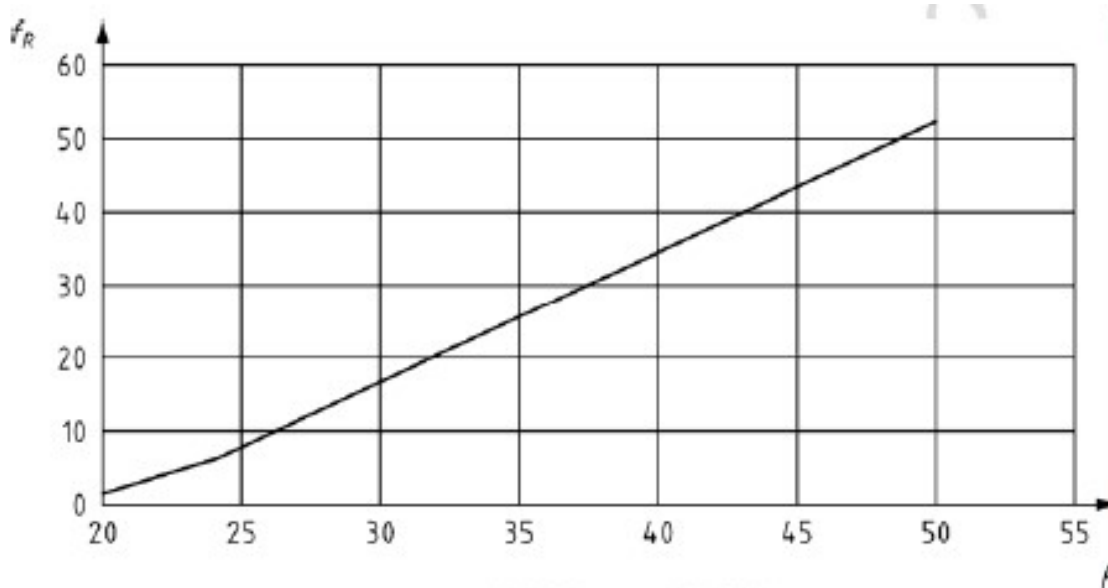


Figura 5.6 – Curva base para o ensaio com o esclerómetro (NP EN 13791, 2008).

Equações da curva da Figura 5.6 (5.2) (NP EN 13791, 2008):

$$\begin{aligned} f_R &= 1,25 \times R - 23 & 20 \leq R \leq 24 \\ f_R &= 1,73 \times R - 34,5 & 24 \leq R \leq 50 \end{aligned} \quad (5.2)$$

Existem vários fatores que influenciam os resultados obtidos, alguns relacionados com as características do betão, tais como: tipo de cimento, quantidade de cimento e tipo de agregados grossos; outros com as características do elemento estrutural, como por exemplo: tamanho, forma e rigidez do elemento, compactação, textura da superfície, carbonatação superficial, entre outros.

Sendo assim é necessário ter em conta a localização dos ensaios, devendo ser seguidas as seguintes recomendações:

- Áreas que apresentem vazios, saliências, textura rugosa ou elevada porosidade não devem ser ensaiadas, assim como juntas de betonagem;
- As lajes, sempre que possível, devem ser ensaiadas na face inferior devido aos revestimentos e acabamentos que normalmente presentes na face superior;
- Deve dar-se preferência a superfícies verticais, as quais estiveram em contacto com as cofragens.

Sendo assim este método é pouco fiável para obtenção direta da resistência do betão, mas é muito útil para comparação de betões e definição de zonas críticas.

A idade do betão e a profundidade de carbonatação podem aumentar significativamente os valores de ressalto obtidos. Desta forma, pode ser necessário fazer uma redução nos valores de mais de 40% nos valores de ressalto, R . Segundo o manual do equipamento Digi-Schmidt 2000, da Proceq, é necessário calcular um coeficiente de tempo, Z_f , para esta redução de valores. O coeficiente é obtido a partir da equação (5.3):

$$Z_f = \frac{R_{m \text{ carb}}}{R_{m \text{ n.c.}}} \quad (5.3)$$

Em que:

- $R_{m \text{ carb}}$ – Valor médio do ressalto R , medido em betão carbonatado;
- $R_{m \text{ n.c.}}$ – Valor médio do ressalto R , medido em betão não carbonatado.

5.2.3 Medição da velocidade de propagação de ultrassons

O ensaio ultrassónico do betão tem como objetivo a determinação da velocidade de propagação dum impulso ultrassónico entre dois pontos, permite obter informações sobre as características mecânicas do

betão, a sua homogeneidade e presença de fissuras e defeitos. Este ensaio é normalizado pela NP EN 12504-4 de 2007.

Um transdutor emissor colocado num ponto do elemento em estudo emite um impulso ultrassónico a partir dum sinal elétrico. Após atravessar o betão, o sinal é captado por um transdutor recetor o qual se encontra colocado num ponto distinto. O sinal é novamente transformado em sinal elétrico, sendo que o tempo gasto no percurso é medido automaticamente na unidade central. É assim possível calcular a velocidade de propagação.

A velocidade de propagação do impulso ultrassónico e o módulo de elasticidade do betão são correlacionáveis, sendo assim possível estimar uma classe de resistência a que o betão ensaiado pertence.

Existem três métodos diferentes de executar este ensaio (ver Figura 5.7):

- Método direto;
- Método semidirecto;
- Indireto.

Os métodos diretos e semidiretos têm como objetivo a avaliação das características de resistência mecânica, homogeneidade e deteção de discontinuidades no betão. O método indireto tem como finalidade, usualmente, a determinação da profundidade de fissuras, sendo também utilizado quando não é possível a colocação dos transdutores em faces opostas.

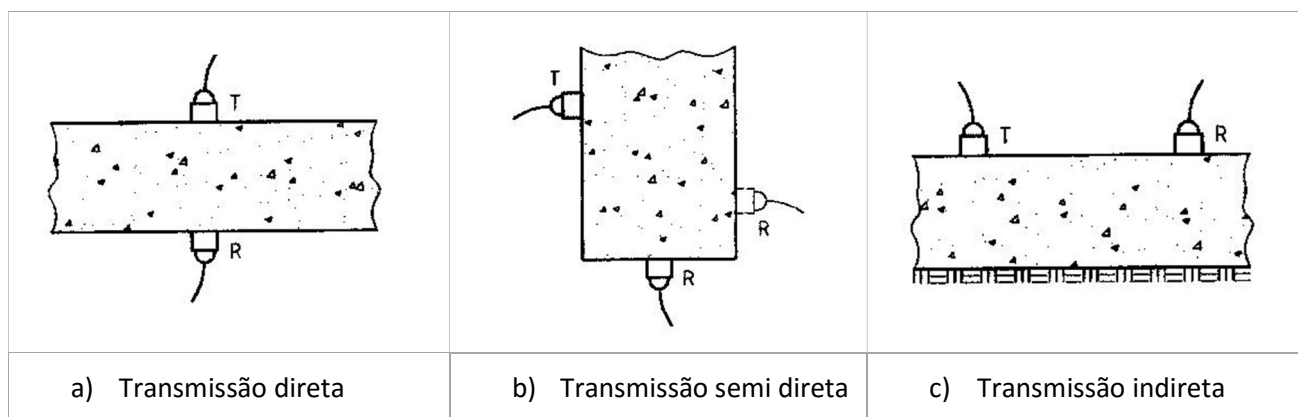


Figura 5.7 - Métodos de colocação dos transdutores (NP EN 12504-4, 2007).

A transmissão direta é o método mais adequado pois a energia máxima do impulso é transmitida segundo a direção normal ao transdutor emissor. O comprimento do percurso pode ser medido com elevada precisão.

- a) A transmissão semi direta pode ser utilizada satisfatoriamente se o ângulo entre os transdutores não for muito grande nem a distância muito longa. Contudo o comprimento do

percurso não se encontra bem definido, podendo ser medido de uma forma válida pela distância entre os centros das faces dos transdutores.

- b) A transmissão indireta é aquela que acarreta maior incerteza, pois a amplitude do sinal é fraca. A velocidade de propagação é maioritariamente influenciada pela zona superficial do betão, a qual pode não ser representativa do interior, sendo que até a medição da distância do percurso é incerta. Desta forma é necessário seguir um procedimento específico neste tipo de leituras, o qual consiste numa série de leituras do tempo de percurso em que o emissor está fixo e o recetor é colocado em pontos distintos da mesma linha, sendo a distância entre eles fixa. Com os resultados obtidos, pode-se determinar a regressão linear, sendo que a inclinação da reta de ajuste corresponde ao inverso da velocidade de propagação (ver Figura 5.8).

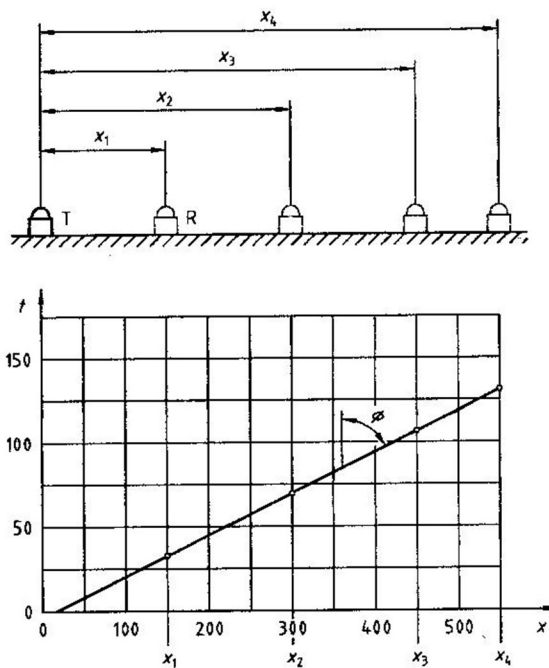


Figura 5.8 - Exemplo para determinação da velocidade de ultrassons na transmissão indireta (NP EN 12504-4, 2007).

Se o gráfico possuir alguma descontinuidade tal deve-se à existência de fendilhação superficial ou uma camada de qualidade inferior.

O procedimento de ensaio de ultrassons encontra-se descrito nas fichas de equipamento apresentadas no Anexo I, onde é possível consultar o método de ensaio utilizando o equipamento de medição da velocidade de ultrassons Tico e PunditLab.

Existem vários fatores que influenciam os resultados do ensaio de ultrassons, como por exemplo, condições de humidade e temperatura do betão, existência de vazios no interior do elemento os que

causam o aumento do tempo de percurso, presença de armaduras que causam efeito contrário aos vazios. Devido a este último fator torna-se necessário proceder à deteção de armaduras antes da realização deste ensaio.

A velocidade de propagação V , em km/s, é obtida a partir da equação (5.4):

$$V = L/t \quad (5.4)$$

onde:

L – é o comprimento do percurso, em mm;

t – é o tempo de percurso dado pelo equipamento, em μ s.

Tabela 5.2 – Correlação entre a velocidade de propagação dos ultrassons e a qualidade do betão (Cóias, 2009).

Velocidade (km/s)	Qualidade do betão
> 4,5	Excelente
3,5 a 4,5	Bom
3,0 a 3,5	Regular
2,0 a 3,0	Medíocre
< 2,0	Mau

Como já foi referido anteriormente, é possível correlacionar velocidade de propagação de ultrassons com a resistência à compressão do betão. Tal é feito através de formulações empíricas. A velocidade de propagação de uma onda ultrassónica depende do módulo de elasticidade do material que atravessa, sendo este relacionável com a resistência à compressão. Na Figura 5.9 esta representada a curva base de correlação entre a velocidade de ultrassons, v em km/s, e a resistência a compressão, f_v em Mpa. A curva tem o objetivo de determinar uma relação entre um método indirecto, neste caso velocidade de ultrassons, e a resistência à compressão in situ, obtida a partir do ensaios realizados em carotes. A curva base poderá necessitar de ajustes consoante a diferença entre a resistência de cada carote e a resistência dada pela relação de base, tal ajuste é conseguido de forma análoga ao realizado para o ensaio com o esclerómetro exposto no subcapítulo 5.2.2. (NP EN 13791, 2008).

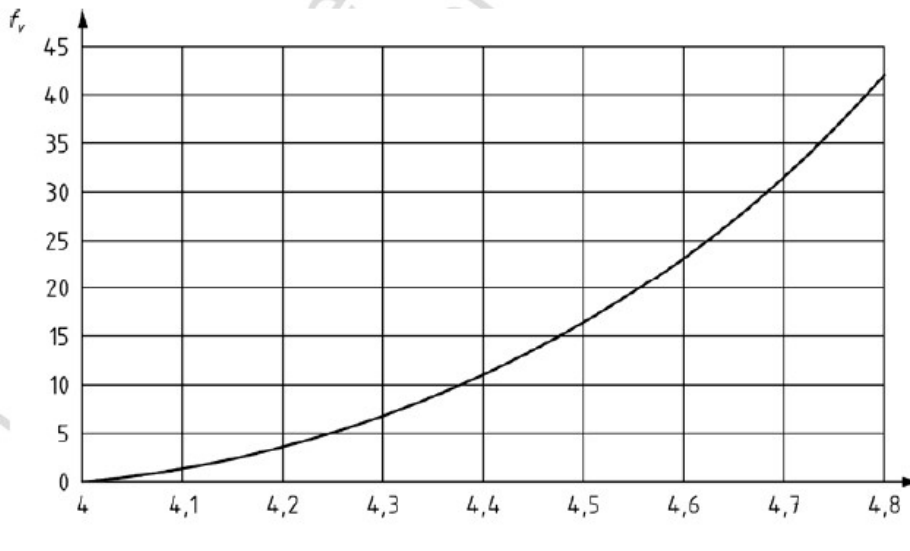


Figura 5.9 – Curva base para a velocidade de propagação de ultrassons (NP EN 13791, 2008).

A equação da curva representada na Figura 5.9 é a seguinte :

$$f_v = 62,6 \times v^2 - 497,5 \times v + 990 \quad 4 \leq v \leq 4,8 \quad (5.5)$$

Em que:

- v é a velocidade de propagação dos ultrassons em km/s.

Contudo devido ao elevado número de fatores que influenciam os resultados, existe uma elevada incerteza associada a esta correlação. A influência dos fatores anteriormente referidos pode ser limitada se as correlações utilizadas tiverem em conta a composição do material em estudo. Desta forma torna-se possível a obtenção de valores de resistência mais plausíveis.

Estimativa da profundidade de uma fenda

A profundidade de uma fenda pode ser determinada recorrendo a uma medição indireta, na qual os dois transdutores são colocados a uma distância equidistante da fenda, como representado na Figura 5.10.

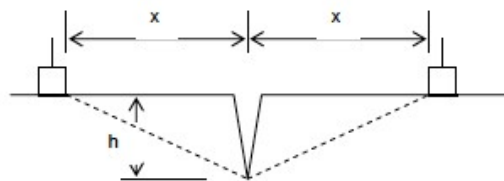


Figura 5.10 – Determinação da profundidade de fendas (Nepomuceno, 1999).

Para a medição ser possível, o plano da fenda tem de ser perpendicular à superfície do betão e o betão nas proximidades tem de ser uniforme e de qualidade homogénea. Desta forma, a profundidade da fenda, h (mm) pode ser calculada a partir da seguinte expressão (5.6) (BS 1881: 203, 1986):

$$h = 150 \times \sqrt{\frac{4 \times t_1^2 - t_2^2}{t_2^2 - t_1^2}} \quad (5.6)$$

Em que:

h – Profundidade da fenda, mm;

t_1^2 - tempo do percurso quando $x=150$ mm;

t_2^2 - tempo do percurso quando $x=300$ mm.

Os valores acima apresentados são os mais convenientes para a determinação da profundidade de uma fenda. Contudo, podem ser empregues arranjos diferentes no posicionamento dos transdutores. Um exemplo passa pela colocação do transdutor transmissor colocado a uma distância $2,5y$ do centro da fenda, sendo efetuadas três leituras às distâncias y , $2y$ e $3y$ do transdutor recetor na direção da fenda. Se a projeção da linha reta através dos pontos (Y , T_1) e ($2y$, T_2) passa através de zero, não há nenhuma fissuras escondidas e a profundidade da fenda visível, C (em mm) é dada por (5.7) (BS 1881: 203, 1986):

$$C = \frac{y}{2} \sqrt{\left[\left(\frac{2T_2^2 + 3T_3^2}{T_3T_2} \right)^2 - 25 \right]} \quad (5.7)$$

Em que:

- T_2 - tempo do percurso para a distância $2y$ (μs);

- T_3 - tempo do percurso para a distância $3y$ (μs);

Na atualidade existem equipamentos de medição de ultrassons digitais que fazem o cálculo da profundidade de fenda, sendo apenas necessário para esse efeito escolher a opção respetiva. Neste caso a distância entre transdutores pode ser ajustada, tendo os transdutores que ser colocados de forma equidistante relativamente à fenda.

Estimativa do módulo de elasticidade

Como antes foi referido a velocidade de propagação varia consoante o módulo de elasticidade do material que atravessa. Desta forma é possível relacionar estas duas grandezas a partir da seguinte expressão (5.8)(5.8):

$$Ed = \rho \times V^2 \times \frac{(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}{(1 - \nu_d)} \quad (5.8)$$

Onde:

Ed- Módulo de elasticidade dinâmico (MN/m²);

v_d– Coeficiente dinâmico de Poisson;

ρ – Massa Volúmica (kg/m³);

V – Velocidade dos ultrassons (km/s).

O coeficiente dinâmico de Poisson, no caso de provetes moldados, pode ser obtido a partir da seguinte combinação (BS 1881: 203, 1986) (5.9):

$$\frac{(1tv)(1 - 2v)}{(l - u)} = \frac{4n^2L^2}{V^2} \quad (5.9)$$

Em que:

- n – frequência de ressonância (Hz);
- L- comprimento do provete de teste (m);
- V – velocidade de propagação de ultrassons (km/s);
- v - coeficiente dinâmico de Poisson.

Os valores do coeficiente dinâmico de Poisson pode ser determinados a partir da Tabela 5.3:

Tabela 5.3 – Valores do coeficiente dinâmico de Poisson (BS 1881: 203, 1986).

$\frac{nL}{V}$	v
0,257	0,45
0,342	0,40
0,395	0,35
0,431	0,30
0,456	0,25
0,474	0,20
0,487	0,15
0,494	0,10
0,499	0,05

Sendo o coeficiente de Poisson, v_d, e a massa volúmica, ρ, conhecidos, é possível obter o módulo de elasticidade dinâmico, Ed. Estes fatores variam pouco conforme as composições do betão, no caso de se utilizarem agregados naturais. Apesar disso é aconselhável recorrer a correlações empíricas. A norma

britânica BS 1881: Part 203 de 1986 permite obter uma estimativa para o módulo de elasticidade dinâmico e estático consoante a velocidade de propagação de ultrassons obtida. Tal relação é apresentada na Tabela 5.4.

Tabela 5.4– Relação entre a velocidade de propagação dos ultrassons e módulos de elasticidade dinâmico e estático (BS 1881: 203, 1986).

Velocidade dos ultrassons (km/s)	Módulo de elasticidade	
	Dinâmico (MN/m ²)	Estático (MN/m ²)
3,6	24000	13000
3,8	26000	15000
4,0	29000	18000
4,2	32000	22000
4,4	36000	27000
4,6	42000	34000
4,8	49000	43000
5,0	58000	52000

5.2.4 Medição da resistência à penetração

O ensaio de medição de resistência à penetração foi desenvolvido na década de 60 do século XX. O método consiste em disparar uma sonda de aço de alta resistência contra a superfície de betão. Para tal, utiliza-se uma pistola especial com cartuchos de pólvora que libertam uma quantidade precisa de energia. O equipamento mais utilizado é a pistola de *Windsor*, existindo, contudo, outros dispositivos menos divulgados, como por exemplo a pistola de *Walsywa*.

Na falta de regulamentação portuguesa sobre este ensaio, é usual seguir-se o preconizado na norma britânica, BS 1881: Part 207 de 1992.

O ensaio pode ser realizado por dois métodos, um disparo individual ou um conjunto de 3 disparos. A pistola de *Windsor* é composta por um triângulo equilátero, com 178 mm de lado, o qual tem como objetivo posicionar e guiar as sondas. A obtenção da resistência à compressão é obtida empiricamente através do traçado de curvas de correlação entre a resistência à penetração e à compressão.

O procedimento de ensaio começa com a seleção de uma superfície lisa, limpa e livre de carbonatação. Caso tal não se aconteça deve-se proceder à regularização da mesma para permitir aplicação do triângulo metálico. Existem dois níveis de energia para realizar o ensaio consoante a resistência estimada do betão, o *low power* para betões com uma resistência até aos 26 MPa (relativa a provetes cúbicos), e o *standard power* para resistências esperadas superiores. Após o disparo, retira-se o triângulo metálico e verifica-se

se as sondas estão cravadas no betão, de seguida colocam-se as bases de leitura para medir o comprimento exposto, usando micrómetros. Se por acaso a ponteira do micrómetro não assentar no pequeno círculo existente no prato inferior de leitura, deve ser projetada uma nova sonda.

A Figura 5.11 contém um tipo de pistola existente para a realização do ensaio de medição da resistência à penetração. O ensaio de medição da resistência à penetração é um método mais fiável e preciso que o esclerómetro. Contudo, este é influenciado pelos mesmos fatores, embora em menor escala. Este método é pouco utilizado na Europa, pois exige grande áreas de ensaio e por deixar mazelas na superfície. Também o facto de ser um ensaio caro, por serem necessárias sondas e munições, contribui para a sua pouca utilização.



Figura 5.11 - Pistola de Windsor (El Kordi, 2016).

5.2.5 Ensaio de tração direta

O ensaio de tração direta, também designado por ensaio “Pull Off”, tem como objetivo permite a obtenção direta da resistência à tração do betão , e avaliar a aderência entre materiais novos e velhos, aspeto fundamental para o sucesso dos trabalhos de reparação/reforço das estruturas.

O método de ensaios consiste em tracionar um disco metálico, com dimensões padronizadas, o qual é colado à superfície do betão recorrendo a uma cola epóxi. O arranque do disco é conseguido aplicando uma carga concêntrica e axial através de um parafuso que se encontra ligado à máquina de tração, assentando esta na zona circundante do disco. Ao se produzir o arranque o disco induz esforços de tração ao betão, mobilizando a rotura por tração e arrastando consigo uma camada superficial deste mesmo material.

No caso anteriormente referido, avaliamos uma camada superficial do betão. Se, no entanto, o pretendido for estudar camadas mais profundas pode executar-se uma carotagem parcial, situação adequada quando se pretende avaliar a aderência entre duas camadas de betão, por exemplo numa zona de reparação, ou quando se pretende eliminar a influência da carbonatação do betão ou outros defeitos da superfície.

O ensaio de tração direta é particularmente útil em elementos de pequena seção, onde não é possível a aplicação de outros ensaios devido a restrições de localização, por exemplo. A Figura 5.12 esquematiza os dois tipos de ensaio possível.

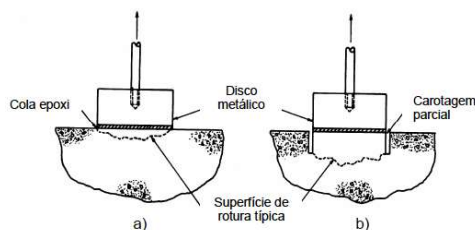


Figura 5.12 - Ensaio de tração direta "Pull Off" (Nepomuceno, 1999).

As disposições e parâmetros do ensaio de tração direta estão presentes na norma britânica BS 1881: Part 207 de 1992, que contém ainda os procedimentos a seguir para obtenção da resistência à tração direta e como estabelecer correlações com resistência à compressão.

O primeiro passo do ensaio consiste na preparação da superfície, devendo esta ser limpa de gorduras. Deve-se proceder à passagem de um material abrasivo, por exemplo escova de aço, que permita expor os agregados grossos, sendo assim possível obter uma melhor aderência entre a resina/cola e a superfície do betão. De seguida pode ser colada uma fina camada de cola na área onde o disco vai ser colocado. O disco é pressionado firmemente contra a superfície, devendo o excesso de cola ser removido antes de secar. O tempo de cura varia consoante o tipo de adesivo utilizado e temperatura registada durante a aplicação, embora este tempo usualmente não ultrapasse as 24 horas. Após o endurecimento do adesivo, o disco pode ser puxado da superfície do betão. Este procedimento é realizado recorrendo a um equipamento específico para este tipo de ensaio, por exemplo o Digital Pull Off Strength Tester da Figura 5.13.



Figura 5.13 - Digital Pull Off Strength Tester.

A força deve ser aplicada de forma gradual, sem mudanças repentinas de velocidade, a qual vai aumentando até a rotura da superfície, obtendo-se assim a força de arrancamento. A normalização considera necessária a realização de 6 ensaios válidos, para caracterização de uma localização.

A tensão de arrancamento pode ser obtida a partir da seguinte equação (5.1):

$$f_t = \frac{F}{A} \tag{5.1}$$

em que:

f_t – Tensão de rotura à tração (MPa);

F – Força de rotura (N);

A – Área da seção transversal do disco ou carote (mm²).

O gráfico da Figura 5.14 correlaciona a força de arranque com a resistência à compressão, para diferentes discos, neste caso disco de 20 mm e 50 mm de diâmetro, discos estes disponíveis para o equipamento apresentado na Figura 5.13. Contudo, na norma britânica BS 1881: Part 207 são referidos discos de 50 e 75 mm para ensaios em betão, já que os discos de 20 mm são usualmente utilizados para ensaios em argamassa.

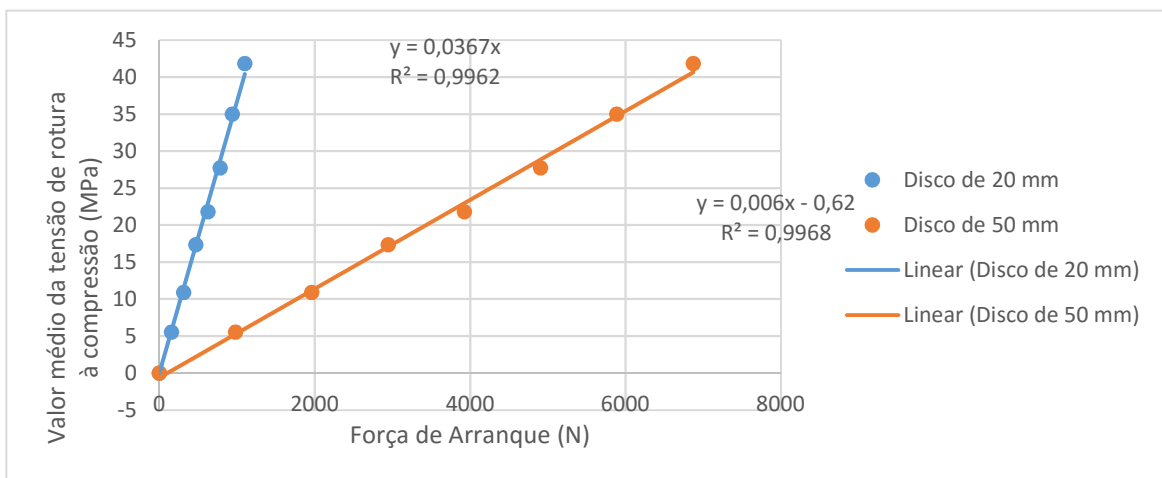


Figura 5.14 – Gráfico de correlação entre a força de arranque do Ensaio Pull-Off com a resistência à compressão.

5.2.6 Ensaio de arranque

O ensaio de arranque tem como princípio o facto de a resistência de um betão poder ser relacionada com a força necessária para arrancar um disco metálico, com determinadas dimensões, que se encontra inserido no betão a uma certa profundidade.

Para a execução deste ensaio deve-se seguir a norma europeia NP EN 12504-3 de 2007, a qual indica os procedimentos necessários para a realização do mesmo.

Ao promover o arranque, o disco leva à rotura da zona envolvente de betão com uma forma troncocónica. Existem vários fatores que influenciam a força de arranque e forma do fragmento de betão extraído, tais como o diâmetro do disco (d), a profundidade a que o mesmo se encontra (h) e o diâmetro do anel de apoio (D).

O ensaio de arranque apresenta uma correlação muito boa entre a força de arranque e a resistência à compressão, sendo que esta mesma correlação funciona para uma elevada gama de composições de betão. A Figura 5.15 esquematiza o sistema do ensaio de arranque.

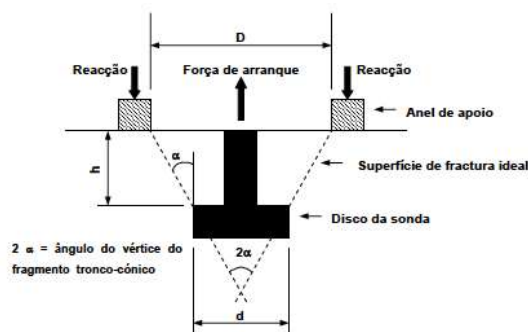


Figura 5.15 - Esquema de ensaio de arranque (Nepomuceno,1999)

O ensaio de arranque pode ser executado de duas formas distintas: o “Capo test”, representado na Figura 5.17 e o “Lok test”, na Figura 5.16. O “Lok test” exige uma preparação prévia à betonagem, visto que o disco é inserido antes da betonagem do betão; no ensaio do tipo “Capo test” o disco é inserido no betão já endurecido.

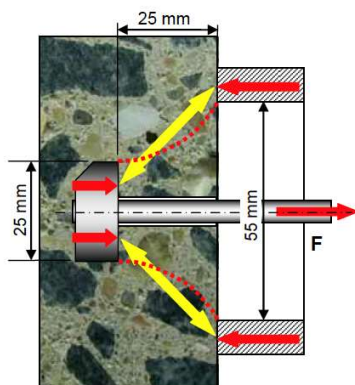


Figura 5.16 - Mecanismo “Lok test”

(<http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/LOK-test.pdf>).

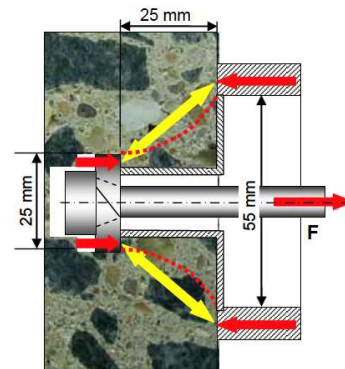
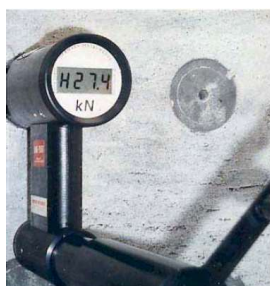


Figura 5.17 Mecanismo “Capo test”

(<http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/capo-test.pdf>).

No ensaio “Lok test”, a sonda (disco de 25 mm ligado a uma haste de 25 mm de comprimento) é embebida no betão durante a betonagem (ver Figura 5.18). Na zona de inserção não deve existir armadura. Aquando da realização do ensaio, a haste é substituída por um parafuso de tração de maior comprimento, o qual é tracionado pela máquina hidráulica que se encontra sob o anel de apoio. Na maioria dos casos o disco é tracionado até a rotura do betão, sendo descarregado imediatamente, não resultando danos visíveis na superfície. Neste caso temos a vantagem de ser um método menos destrutivo, pois é possível inserir novamente a haste no sítio do parafuso. Com a hidratação das microfendas e o passar do tempo o cone de betão fixa-se.



a) Execução de ensaio



b) Sondas de ensaio

Figura 5.18 - Lok – Test (<http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/LOK-test.pdf>).

O sistema “Capo test” pode ser realizado em estruturas existentes, sem planificação prévia, contudo exige um maior número de equipamentos e uma execução mais demorada comparando com o “Lok test”.

O procedimento de ensaio do “Capo test” consiste na abertura de um furo de 18 mm de diâmetro recorrendo a carotagem em uma das faces do elemento. Com uma rebarbadora com um pequeno disco é possível abrir uma cavidade com aproximadamente 25mm de diâmetro no interior do furo a uma profundidade de 25 mm, na qual é colocada uma bucha expansiva com a ajuda de um acessório que funciona como parafuso de tração. Recorrendo à máquina hidráulica, que se encontra apoiada no anel de apoio, extrai-se o acessório do betão. Neste método a extração do fragmento é total, já que o acessório faz parte do equipamento e é reutilizado noutros ensaios (ver Figura 5.19).



a) Execução de ensaio b) Ensaio válido c) Kit de preparação do teste

Figura 5.19 – Capo-Test (<http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/capo-test.pdf>).

O ensaio de arranque permite obter uma estimativa da resistência à compressão do betão “in situ” e, sendo este um ensaio económico, é de fácil execução, apresentando resultados imediatos

Este ensaio é aplicado para estimar a resistência de betões em idades jovens, para garantir que aplicação da carga e que operações, como por exemplo, remoção de cofragens e aplicação de pré-esforço, são efetuadas de forma segura. O ensaio de arranque também é utilizado para verificação da qualidade final do produto, comparando os resultados da resistência à compressão obtidos a partir deste ensaio, com os resultados de ensaios de provetes moldados do mesmo betão realizados em laboratórios em condições ótimas. Permite, ainda, avaliar a qualidade do recobrimento em zonas críticas para a durabilidade e ajuizar elementos problemáticos antes de proceder às reparações.

A norma salvaguarda algumas situações em relação à posição dos ensaios, tais como, os centros dos ensaios devem estar afastados uns dos outros pelo menos 200 mm, assim como pelo menos 100 mm afastados dos bordos. Deve ainda garantir-se que as armaduras estão fora da superfície cónica de rotura a uma distância de igual ou superior ao diâmetro da armadura mais grossa ou a máxima dimensão do agregado. A peça a ensaiar deve ter uma espessura mínima de 100 mm. A Figura 5.20 apresenta uma correlação, para o ensaio Lok Test, entre a força de arranque e a resistência à compressão.

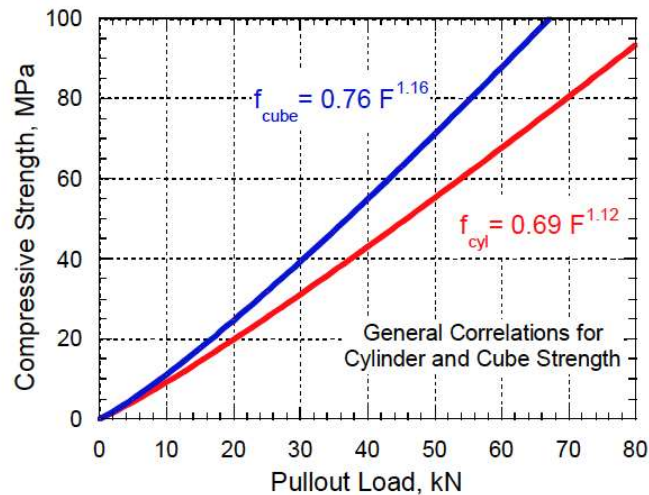


Figura 5.20 – Correlação entre a força de arranque e resistência à compressão para o ensaio tipo Lok Test (<http://germann.org/wp-content/uploads/2014/04/LOK-test.pdf>).

O ensaio de arranque, de entre os ensaios não destrutivos, é aquele que apresenta maior fiabilidade na estimativa da resistência “in situ”, devido às ótimas correlações entre a resistência à compressão e a força de arranque, sendo que os fatores que influenciam os resultados são muito menores comparados com outros métodos. O fator que maior influência tem sobre os resultados é a dimensão máxima do agregado. É ainda uma técnica económica, sendo que o maior custo se prende com o valor do equipamento e disponibiliza resultados imediatos.

5.3 ENSAIOS DE DURABILIDADE

5.3.1 Profundidade de carbonatação

A carbonatação do betão sucede quando o dióxido de carbono existente na atmosfera, na presença de água, reage com os minerais existentes no betão, produzindo assim carbonetos. A formação de carbonetos leva a uma diminuição do pH do betão, acontecendo assim a despassivação das armaduras, fenómeno este já descrito no Capítulo 2.

A carbonatação significa assim que as armaduras deixam de estar protegidas pelo ambiente alcalino do betão, estando mais expostas a possíveis fenómenos de corrosão.

O procedimento de ensaio consiste na abertura de um roço, utilizando, por exemplo, um ponteiro e uma maceta de pedreiro, com os quais se vai escarificando o betão até se atingir a armadura. A abertura deve deixar todo o varão a descoberto. De seguida, essa mesma abertura deve ser limpa de todas as impurezas recorrendo a água ou a spray de ar comprimido. Desta forma ficam reunidas as condições para pulverizar a superfície com a solução de fenolftaleína. Estes procedimentos devem ser executados de forma

ininterrupta. Quando a solução entra em contato com a superfície de betão pode, ou não, mudar de cor. No caso de a cor se alterar, o betão não está carbonatado. A coloração verificada neste caso é de tonalidade rosa. Se a solução permanecer incolor, significa que o betão está carbonatado. Em alternativa o ensaio pode ser realizado em carotes ou “mini” carotes. Na Figura 5.21 é apresentado um exemplo do ensaio de carbonatação.



Figura 5.21 - Profundidade de Carbonatação.

A profundidade de carbonatação é obtida medindo a distância entre a superfície e a zona de transição entre a zona carbonatada e a zona não carbonatada.

5.3.2 Teor de Cloretos

A avaliação de teor de cloretos presentes no betão é fundamental para determinar a necessidade e o tipo de reparação numa estruturas existentes.

A presença dos iões de cloreto no betão leva a formação de pilhas eletroquímicas, as quais provocam a corrosão das armaduras. Tal acontece se a concentração de iões de cloreto for superior a um determinado valor crítico. Os cloretos encontrados no betão, normalmente provêm da matéria prima utilizada na sua elaboração ou do ambiente circundante.

O método utilizado possibilita determinar o valor total de cloretos, ou o teor de cloretos solúveis em ácido, presentes no betão.

O ensaio consiste em extrair uma amostra de pó do betão, a qual é dissolvida numa solução ácida normalizada. Os iões de cloreto reagem com o ácido através de uma reação eletroquímica.

Recorre-se a um eléctrodo, o qual possui um sensor de temperatura, que depois de calibrado é inserido na solução, medindo assim a reação eletroquímica. Um aparelho existente para o efeito converte em percentagem de iões de cloreto a tensão gerada pela sua concentração.

O procedimento de ensaio consiste em localizar previamente o local do ensaio, sendo necessário proceder anteriormente à deteção das armaduras. Em seguida, posiciona-se a concha para a recolha de pó, recorrendo a um alicate e buchas de fixação.

Fazem-se três furos no betão às profundidades nas quais se pretende determinar o teor em cloretos. Obtém-se cerca de 20 g de pó, perfurando cerca de 6mm em cada furo. As amostras devem ser recolhidas para pequenos sacos plásticos hermeticamente selados.

No caso de se pretender traçar um perfil de cloretos é necessária a realização das tarefas anteriormente descritas a, pelo menos, três profundidades diferentes. Uma perto da superfície, outra ao nível das armaduras e finalmente 2 a 3 cm abaixo das armaduras.

A medição do teor de cloretos é obtida retirando do pó extraído uma amostra de 3 g, a qual é dissolvida em 20 ml da solução ácida. Colocando o eléctrodo na garrafa de ensaio lê-se o teor de cloretos, o qual é indicado no visor do aparelho. Este valor é expresso em percentagem ou partes por milhão. Os valores de teor de cloretos de um betão não devem exceder os valores máximos dados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Teor máximo de cloreto (NP EN 206, 2007).

	Classe	Máximo teor de Cl por massa de cimento	Classe de exposição
Betão Simples	Cl 1,0	1,0 %	XC, XF, XA, XS, XD
Com armadura de aço ou outros metais	Cl 0,2	0,2 %	XS, XD
	Cl 0,4	0,4 %	XC, XF, XA
Com aço de pré esforço	Cl 0,1	0,1 %	XS, XD
	Cl 0,2	0,2 %	XC, XF, XA

5.3.3 Permeabilidade aparente à água e ao ar

Um dos principais fatores que podem levar à alteração do betão é a penetração de ar e água. A avaliação da penetração destes elementos no betão permite avaliar a durabilidade e a compacidade da estrutura.

A permeabilidade do betão ao ar e à água pode ser avaliada segundo vários métodos, tais como:

- Método do anel de ensaio (permeabilidade à água sob pressão);
- Método de Autoclam (permeabilidade ao ar e à água e absorção da água);
- Método da agulha (empregando oxigénio como fluido);
- Método Parrot (permeabilidade ao ar);
- Método de Figg (permeabilidade ao ar e à água).

Pela sua relevância na caracterização *in situ*, expõe-se aqui o método de Figg. Na Figura 5.22 são apresentados os esquemas do ensaio de permeabilidade aparente ao ar e à água.

O ensaio de permeabilidade aparente ao ar consiste na medição do tempo necessário para o ar preencher uma cavidade previamente executada no betão. O tempo que decorre para que o vácuo reduza de -55 kPa para -50 kPa é a medida de permeabilidade aparente do betão ao ar.

No caso da permeabilidade à água, o ensaio é semelhante, sendo a cavidade a mesma. Desta vez, a cavidade é totalmente preenchida com água. De seguida mede-se o tempo total, em segundos, necessário para que penetrem 0,01 ml de água no betão. O tempo decorrido para esta penetração constitui a medida de permeabilidade aparente do betão à água.

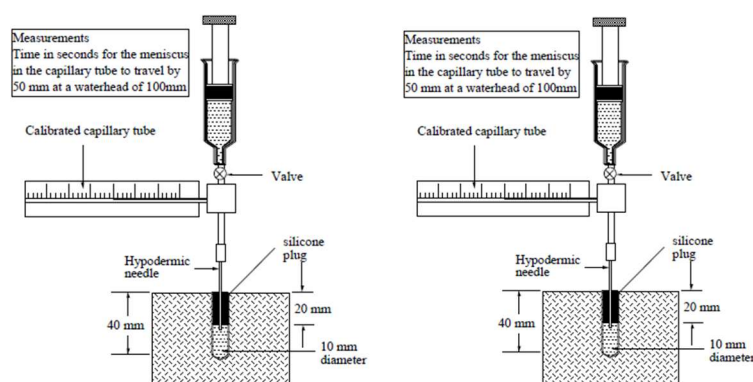


Figura 5.22 - Esquema de Ensaio Figg ao Ar (esq) e à Água (dir) (DuratiNET, 2013).

O equipamento utilizado é composto por uma unidade central com comandos, dispositivo de leitura, pontos de ligação dos vários tubos de circulação do ar e da água, por uma agulha hipodérmica, por tubos flexíveis para o ar e água circularem, por uma bomba de pressão com válvula de vácuo, por uma seringa e por um filtro de ar e tampões de borracha, na Figura 5.23 é apresentado o equipamento utilizado no teste Figg.



Figura 5.23 - Equipamento do teste de Figg (Bungey, 2006).

O procedimento de ensaios consiste na execução de um conjunto de furos, recorrendo a um berbequim, no local escolhido para cada ensaio. Os furos deverão ter 40 mm de profundidade e 10 mm de diâmetro. Os furos devem ser limpos de toda poeira e detritos, soprando-se para os mesmos. De seguida insere-se

o tampão de borracha, de maneira a que o rebordo fique encostado à superfície do betão. O tampão possui um orifício no seu centro por onde é inserida uma agulha hipodérmica.

No caso de se estar a executar o ensaio de permeabilidade aparente ao ar, o tubo de saída do ar é ligado a um dos lados do aparelho de leitura, sendo que do outro se insere a agulha hipodérmica.

No caso do ensaio de permeabilidade aparente à água, na agulha hipodérmica é inserido um tubo fino de plástico suficientemente comprido para atingir o fundo do furo a ensaiar. Recorrendo a uma seringa, a água entra no furo através do tubo fino de plástico.

O teste de permeabilidade é fortemente influenciado pela humidade presente no betão, pois quanto mais húmido o betão estiver, mais longos serão os tempos medidos.

Deste ensaio retiramos o tempo de exclusão do ar (TEA), a partir da fórmula (5.10)(5.10) :

$$TEA = 19,05(t/V) \tag{5.10}$$

Onde:

t – Tempo medido (s);

V – Volume do aparelho, incluindo o furo (ml).

Tabela 5.6 – Valores correntes de permeabilidade aparente ao ar e à água e índice TEA para diferentes betões (Cóias, 2006).

Categoria do betão	Capacidade de proteção	Permeabilidade ao ar		Permeabilidade à água
		Tempo (s)	TEA (s/ml)	(s/ml x 10 ³)
0	Má	<30	<8	<2
1	Fraca	30-100	8-25	2-5
2	Razoável	100-300	25-75	5-10
3	Boa	300-1000	75-250	0-50
4	Excelente	>1000	>250	>50

5.3.4 Resistividade elétrica do betão

Um dos métodos utilizados para avaliar o risco de corrosão das armaduras é baseado na medição da resistividade do betão, recorrendo a uma sonda Wenner. Foram desenvolvidas ferramentas que permitem a avaliação da resistividade do betão “in situ”. Existem opções de equipamento portátil e de fácil utilização, como por exemplo o Resipod da Proceq, apresentado na Figura 5.24.



Figura 5.24 – Equipamento de medição da resistividade, Resipod (Proceq).

A sonda é formada por quatro elétrodos colocados em fila na superfície do betão, ou imediatamente abaixo no caso de ser feita alguma furação. Uma corrente elétrica é aplicada pelas sondas exteriores, medindo a diferença de potencial entre as sondas interiores. A corrente é transportada pelos iões que constituem o liquido presente nos poros. A resistividade aparente é calculada segundo a seguinte equação (5.11):

$$\rho = \frac{2\pi sV}{I} \quad (5.11)$$

Em que:

ρ - Resistividade (Ω .cm ou $k\Omega$.cm);

s – Espaçamento entre elétrodos (cm);

V – Diferença de potencial (mV);

I – Intensidade da corrente (A).

A Tabela 5.7 apresenta a correlação entre os valores da resistividade e a probabilidade de corrosão da armadura:

Tabela 5.7 - Valor de referência para avaliação da resistividade do betão (IAEA, 2002).

Resistividade do Betão	Probabilidade de corrosão
$\rho > 20 \text{ k}\Omega$.cm	Desprezível
10 a 20 $\text{k}\Omega$.cm	Baixa
5 a 10 $\text{k}\Omega$.cm	Alta
$\rho < 5 \text{ k}\Omega$.cm	Muito alta

Contudo, existe alguma bibliografia (Manual do equipamento Resipod da Proceq) que refere que os valores analisados dizem respeito à velocidade de corrosão e não à probabilidade da mesma, embora o intervalo de valores seja igual. Desta forma, ambos os casos têm como referência os valores da tabela anterior.

Como já foi referido anteriormente, este ensaio permite avaliar o risco de corrosão da armadura. Valores muito baixos de resistividade estão ligados a uma maior propensão à penetração de cloretos e a uma taxa

de corrosão mais elevada. Este ensaio permite ainda avaliar a uniformidade do betão, sendo possível detetar vazios resultantes de uma má compactação.

Existem vários fatores que podem influenciar os resultados obtidos, como por exemplo, a proximidade de armaduras, a humidade, a temperatura e a carbonatação do betão. É aconselhável uma deteção prévia das armaduras presentes.

Embora este seja um método simples e de rápida execução, é necessário efetuar uma pré molhagem da superfície durante, aproximadamente, 40 minutos. Esta tarefa é mais demorada e apresenta mais constrangimentos, principalmente em elementos verticais. Nestes casos podem utilizar-se panos húmidos, sendo assim obtidos resultados satisfatórios.

5.4 DETEÇÃO DE ARMADURAS E AVALIAÇÃO DO RECOBRIMENTO

Os detetores de armaduras permitem, como o nome indica, localizar as armaduras das estruturas de betão armado. Podem ainda determinar a sua direção e estimam a profundidade a que as mesmas se encontram.

A generalidade dos equipamentos deteta e localiza as as armaduras com recurso à análise de campos eletromagnéticos induzidos pelo equipamento. No mercado existem diferentes equipamentos que permitem obter informações diversas.

Um dos equipamentos existentes é o Ferroskan PS200 S, apresentado na Figura 5.25, que permite um levantamento pormenorizado da armadura existente. Este equipamento, como é possível visualizar nas fichas do Anexo I, permite vários tipos de leituras. Pode-se obter uma leitura rápida, quando apenas se pretende conhecer a localização e recobrimento das armaduras, assim como leituras mais complexas que, com a ajuda de grelhas de referência, permitem o levantamento de áreas mais abrangente. Desta forma são obtidos mapas nos quais é possível visualizar as armaduras e estimar o seu diâmetro e disposição.



Figura 5.25 - Equipamento Ferroskan PS200 S

Sendo este um equipamento portátil e de fácil utilização. Contudo, possui algumas limitações com, por exemplo, erros nas leituras, associados a interferências no campo eletromagnético, devidos a diversos factores como: a presença de mais do que um varão no mesmo plano; varões com espaçamento reduzido entre si, usualmente espaçamento inferior a 3 vezes o recobrimento; agregados com propriedades magnéticas e a presença de óxido de ferro na superfície, devido à utilização de cofragens metálicas, podem levar à indicação de recobrimentos reduzidos, o que pode não corresponder à realidade.

Hoje em dia existem outras opções de equipamento como é o caso do Profoscope, Figura 5.26. Este equipamento permite, de uma forma rápida e simples, detetar a localização das armaduras, assim como o seu diâmetro e recobrimento. Contudo a margem de erro associada é um pouco superior, sendo que em casos de armaduras muito próximas essa mesma margem de erro pode ainda aumentar. Na Figura 5.27 é possível visualizar a esfera de influência, isto é, todas a armadura que estiver dentro desta afecta a leitura causando um superestimanento no diâmetro da armadura. Para uma determinação precisa do diâmetro da armadura, as mesmas devem ter um espaçamento mínimo de 150 mm entre si.



Figura 5.26 - Equipamento Profoscope, Proceq.

O ensaio de deteção de armaduras é um importante ensaio complementar, visto que a presença de armaduras influencia o resultado de diversos ensaios. É por isso importante que, antes da realização dos mesmos, a localização das armaduras seja conhecida. Com isto reduz-se o erro associado devido a esse fator.

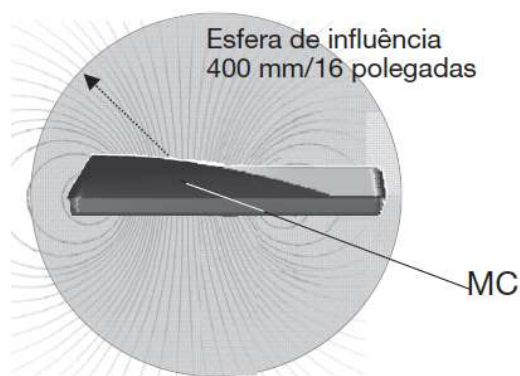


Figura 5.27 - Esfera de influência (Profoscope- Instruções operacionais – Proceq, 2012).

5.5 MONITORIZAÇÃO DE FISSURAS E FENDAS

5.5.1 Monitorização de fissuras e fendas com o fissurómetro simples

Uma das técnicas mais comuns para a monitorização de fissuras e fendas é a colocação de “testemunhos” de gesso ou de tiras de vidro ou de papel sobre as fissuras. Estes “testemunhos” permitem detetar, de forma grosseira, eventuais acréscimos da abertura ou deslizamento. Contudo não permitem quantificar a sua evolução.

Para a medição das fissuras pode-se recorrer a um fissurómetro, instrumento pequeno utilizado para efetuar medições de forma simples e rápida.

Existem, ainda, mais dois tipos de equipamento, o comparador de fissuras e o medidor ótico de fissuras, que permitem quantificar a abertura de fissuras e fendas, apresentados na Figura 5.28.



Figura 5.28 - Comparador de Fissuras (Esq.) e Medidor Ótico (Dir.) (reabilitacaodeedificios.dashofer.pt).

O comparador de fissuras consiste num retângulo de plástico transparente, com diferentes traços de espessura conhecida, os quais permitem a partir de uma comparação visual estimar a abertura das fissuras. O medidor ótico é formado por um conjunto ótico focável, em que o campo de visão pode ser alimentado por uma lâmpada. Este possui uma lente graduada que permite efetuar medições com uma precisão de 0,02 mm.

O fissurómetro, na Figura 5.29, é composto por duas partes, denominadas por “A” e “B”, compostas por plástico flexível e transparente. A primeira forma é em “T”, a qual tem dois traços de referência em esquadria. A segunda peça é retangular e tem um reticulado graduado em 0,5 mm. Esta peça possui duas ranhuras nas quais a parte “A” vem inserida, ficando assim sobrepostos e centrados os traços de referência e o reticulado. As duas partes vêm fixadas através de dois pequenos autocolantes.

Junto com o fissurómetro (Figura 5.29) é fornecido um material de fixação, como por exemplo, cola de contato, fita adesiva de dupla face, pequenos pregos de aço, agrafos, etc.

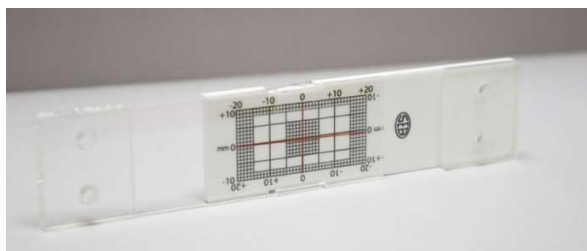


Figura 5.29 – Fissurómetro (<http://www.grupoacre.com.pt/loja/acessorios-auscultacao/Fisurometro-plano-transparente/>).

O procedimento para a utilização do fissurómetro consiste em desenhar, numa primeira fase, nos pontos de medição selecionados, pequenos traços verticais ou horizontais a lápis com cerca de 20 cm. Estes traços servirão de referência para a fixação do fissurómetro, sendo que as setas impressas nos extremos têm de ficar centradas com os traços e o centro do reticulado coincidir com a fissura. O fissurómetro deverá ser colocado segundo a direção mais próxima da normal à fissura.

A fixação pode ser executada de diferentes modos, consoante o tipo de suporte em causa. No caso de se utilizar cola, esta deverá ser a mais rígida possível depois de endurecida.

Após o endurecimento da cola retira-se cuidadosamente os dois autocolantes, estando desta forma o fissurómetro apto a medir os movimentos da fissura.

5.5.2 Medição com o alongâmetro em juntas e fissuras

É frequente que as construções apresentem fissuras ou fendas conseqüentes de deformações propiciadas por variadas causas, tais como, assentamentos de fundações, execução de obras subterrâneas nas construções vizinhas, variações de temperatura ou alteração das solicitações.

Desta forma é essencial o estudo das fissuras e fendas, verificando a sua abertura ao longo do tempo, procedendo assim à sua monitorização. Para este feito, o alongâmetro, representado na Figura 5.30, permite medir com exatidão pequenos deslocamentos em juntas e fissuras..

A metodologia consiste na seleção e marcação dos pontos onde se realizarão as medições. São previamente colocados pares de bases metálicas específicas, de forma simétrica, com 5 mm de diâmetro, coladas ao elemento em estudo.

Sendo executadas várias leituras ao longo do tempo é possível analisar a tendência do movimento, se ocorreu agravamento, se existiu estabilização, se é uma variação cíclica ou se se encontra a recuperar. É assim possível estabelecer uma relação causa-efeito com as diferentes ações ou ocorrências.

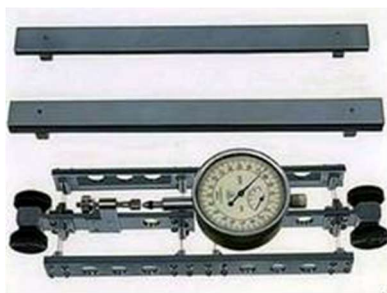


Figura 5.30 – Alongâmetro tipo LNEC (reabilitacaodeedificios.dashofer.pt).

5.6 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL

5.6.1 Notas introdutórias

Este subcapítulo é referente aos ensaios realizados na campanha experimental efetuada. A campanha experimental teve como finalidade a compreensão de alguns dos ensaios de diagnóstico descritos anteriormente, bem como verificar a sua aplicabilidade e adequabilidade dos procedimentos. Os ensaios efetuados foram: ensaio de resistividade; ensaio de velocidade de propagação de ultrassons; ensaio de pull-off; ensaio de determinação do índice esclerométrico; ensaio de determinação da resistência à compressão.

No âmbito desta mesma campanha experimental foram efetuado ensaios em laboratório, tendo sido, para tal, moldados 18 provetes cúbicos de betão. Estes provetes foram realizados com três amassaduras diferentes. A utilização de amassaduras diferentes permitiu a análise dos resultados obtidos através dos ensaios de diagnóstico.

Os ensaios de diagnóstico foram efetuados em duas fases distintas. Alguns provetes foram ensaiados aos sete dias de cura do betão, tendo os restantes sido ensaiados após os 28 dias de cura.

5.6.2 Composição do betão

Em laboratório foram moldados cubos de betão para a realização de diversos ensaios. Para tal realizou-se uma amassadura de betão (Figura 5.31) com as seguintes quantidades:

- Cimento (CEM I 42,5R) – 22 kg;
- Água – 11 litros;
- Areia 1 (fina) – 46 kg;
- Areia 2 (grossa) – 33 kg;
- Brita (15/25) – 34 kg.



Figura 5.31 - Amassadura de betão.

Pretendia-se com isto obter um betão da classe de resistência C25/30 ($f_{ck, cube}=30$ MPa; $f_{cm}= 33$ MPa), tendo-se estimado as quantidades acima referidas. A quantidade de betão necessária para os moldes utilizados foi de aproximadamente 60 litros.

Com a amassadura inicial foram moldados 9 provetes cúbicos com as dimensões normalizadas de $150 \times 150 \times 150$ mm³. Pretendia-se ainda moldar provetes de classe de resistência inferior. Para tal foi adicionada à amassadura inicial 1,5 litros de água, realizando-se com esta mistura mais 3 provetes. De seguida foram realizados mais 6 provetes, tendo sido adicionado mais 1 litro de água, dando um total de mais 2,5 litros de água acima da quantidade inicial. Desta forma a amostra realizada era de 18 provetes no total, sendo estes ilustrados na Figura 5.32.



Figura 5.32 – Provetes de betão moldados em laboratório.

A betonagem dos provetes foi realizada no dia 21 de Julho, pela manhã, sendo que foram retirados dos moldes e colocados em água no dia 25 de Julho.

5.6.3 Ensaios aos 7 dias

Após 7 dias de cura foram realizados diversos ensaios com 6 dos provetes produzidos com a amassadura original, ou seja, com menos teor em água. Estes provetes encontram-se imersos apresentados na Figura 5.33.



Figura 5.33 - Provetes de betão alvo de ensaio.

Resistividade

Os ensaios de resistividade foram efetuados recorrendo ao equipamento *Resipod* da *Proceq*, apresentado na Figura 5.34. Os provetes analisados encontravam-se em água desde a sua desmoldagem.



Figura 5.34 – Ensaio de Resistividade.

Na Tabela 5.8 encontram-se apresentados os resultados obtidos no ensaio de resistividade aos 7 dias de cura do betão.

Tabela 5.8 - Resultados obtidos no ensaio de resistividade aos 7 dias.

Provete	Leituras					Média (kΩ.cm)
PC1	6,3	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2
PC2	6,2	6,4	6,5	6,4	6,4	6,4
PC3	7,2	8	7,9	7,8	7,7	7,7
PC4	6,5	6,2	6,3	6,3	6,3	6,3
PC5	6	6,2	6,1	6,2	6,2	6,1
PC6	6,8	6,8	6,7	6,6	6,7	6,7

O valor médio de resistividade obtido foi de 6,6 kΩ.cm, verificando-se um desvio padrão de 0,59, sendo assim os resultados obtidos são próximos entre si não existindo uma grande dispersão de valores.

Os valores baixos de resistividade obtidos não são os mais esperados num betão novo e conservado em boas condições. Pode, no entanto, justificar-se esta gama de valores pela existência de vazios no betão, vazios estes possíveis de visualizar na superfície. Estes vazios poderão dever-se ao agregado utilizado, que era de grande dimensão, dificultando a compactação dos provetes.

Ultrassons

O ensaio de ultrassons foi efetuado com o equipamento *Tico*, Figura 5.35, sendo as leituras realizadas através do método direto.



Figura 5.35 – Ensaio de Ultrassons com o Equipamento *Tico*.

Para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico considerou-se a que a massa volúmica do betão, ρ , de 2500 kg/m^3 e o coeficiente dinâmico de Poisson de 0,3. Os resultados do ensaio de ultrassons estão expressos na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Resultados do ensaio de Ultrassons aos 7 dias.

Leituras	Provetes					
	PC1	PC2	PC3	PC4	PC5	PC6
t (μs)	34,2	33,8	33,6	33,8	33,3	33,7
l (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
V (km/s)	4,39	4,44	4,46	4,44	4,51	4,45
Qualidade	Bom	Bom	Bom	Bom	Excelente	Bom
Ed (MPa)	35,79	36,61	36,94	36,61	37,77	36,78

Os resultados obtidos no ensaio de ultrassons foram consistentes nos vários provetes ensaiados. Com base nos valores obtidos, pode constatar-se que o betão é homogéneo e de boa qualidade. O valor médio do módulo de elasticidade dinâmico é de 36 GPa que, segundo a Tabela 5.4, corresponde a módulo de elasticidade estático de 27 GPa. Este valor é inferior ao de 30 GPa, valor esse considerado corrente para o betão. No entanto, este valor é aceitável já que os provetes tinham apenas 7 dias à data do ensaio.

Pull- Off

O ensaio Pull-Off (Figura 5.36) foi realizado com discos de alumínio e aço, com 50 mm de diâmetro, utilizando-se para a sua colagem uma cola epóxi da marca *Araldit*.



Figura 5.36 – Ensaio Pull-off.

Antes de se proceder à colagem dos discos, os mesmos foram limpos com acetona, assim como a face onde estes iam ser colados. As superfícies foram ainda escovadas com uma escova de aço para melhorar o contato entre as interfaces.

A cola secou durante aproximadamente 18 horas, tendo os provetes sido mantidos em água durante esse período de tempo. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Resultados obtidos no ensaio Pull-Off aos 7 dias.

Provete	F (N)	fct (MPa)	Rotura
PC1	419	0,21	Pela interface Adesivo/Betão
PC2	572	0,29	Pela interface Adesivo/Betão
PC3	412	0,21	Pela interface Adesivo/Betão
PC4	671	0,34	Pela interface Adesivo/Betão
PC5	837	0,43	Pela interface Adesivo/Betão
PC6	1071	0,55	Pela interface Adesivo/Betão

Analisando os resultados verifica-se que os valores obtidos foram muito baixos, verificando-se ainda que a rotura ocorrida torna os ensaios inválidos. Tal deve-se ao facto de a rotura ter ocorrido pela interface, facto visível na Figura 5.37. A rotura pela interface poderá dever-se a uma insuficiente capacidade resistente da cola, o que representa um cenário pouco provável, ou condições de cura adversas. Isto porque, embora tenha existido secagem dos provetes antes da colagem, os mesmos foram colocados em água após a cola ter ganho alguma presa.

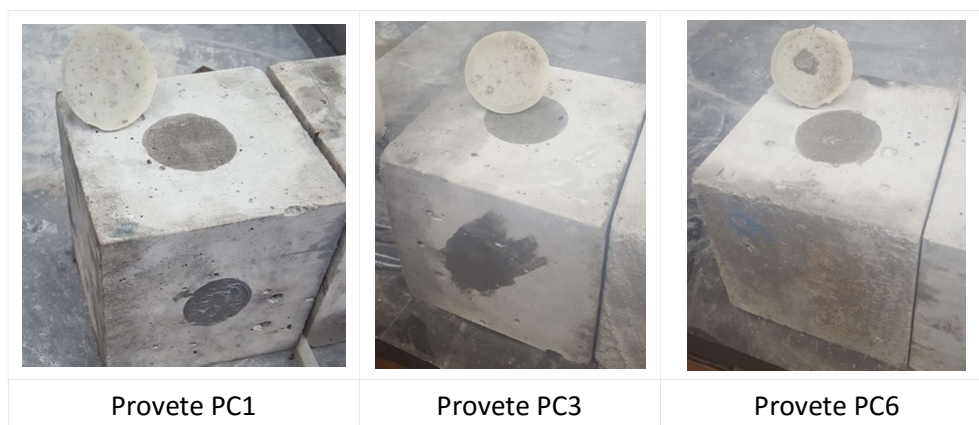


Figura 5.37 - Fotografias de alguns dos provetes utilizados no ensaio Pull-Off.

Determinação do índice esclerométrico - Esclerómetro

O ensaio de medição da dureza superficial foi efetuado recorrendo a um esclerómetro do tipo *Schmit* da *Proceq*. Para realização do ensaio o provete foi colocado na prensa e aplicou-se uma pequena carga, para garantir a sua imobilização (Figura 5.38).



Figura 5.38 – Ensaio de determinação da dureza superficial- Esclerómetro.

Antes da realização do ensaio, a superfície dos provetes foi alisada, utilizando para tal a pedra abrasiva fornecida com o equipamento. O preconizado na norma NP EN 12504-2 foi cumprido, no que diz respeito à distância para os bordos assim como entre pontos de impacto. O equipamento foi ajustado para a realização do ensaio na direção horizontal e a curva de correlação para a obtenção do índice de resalto para os sete dias de idade. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Resultados obtidos com o Esclerómetro aos 7 dias.

Provete	Índice de ressalto			Desvio padrão	fck (MPa)
	Máximo	Mínimo	Mediana		
PC1	38	30	32	2,5	32
PC2	31	27	28	1,4	25,5
PC3	40	33	34	2,2	35,6
PC4	39	31	33	2,6	34
PC5	36	28	33	2,3	34
PC6	31	28	29	1,3	27,6

Apesar de os provetes terem sido realizados com o mesmo betão, foram verificadas diferenças nos valores da resistência à compressão estimados. Tal pode dever-se à maior presença de vazios nalguns deles e à possível diferença da compactação realizada. O facto de os cubos terem sido colocados na prensa com uma pré-carga para imobilizar os mesmos, pode ter influenciado também os resultados anteriores visto que não foi plenamente controlado.

Resistência à compressão

Os valores da resistência à compressão foram obtidos pelo ensaio de compressão normalizado. Os provetes foram colocados na prensa e levados à tensão de rotura, equipamento presente na Figura 5.39.



Figura 5.39 - Ensaio de resistência à compressão.

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Resultados obtidos no ensaio de compressão aos 7 dias.

	F (kN)	fc (MPa)	fcm (MPa)	S	fck (MPa)
PC1	779,4	34,64	34,74	0,21	30,74
PC2	787	34,98			
PC3	778,6	34,60			

Na Figura 5.40 é possível visualizar os modos de rotura dos cubos após ensaio de compressão. Nestes casos a rotura foi satisfatória.

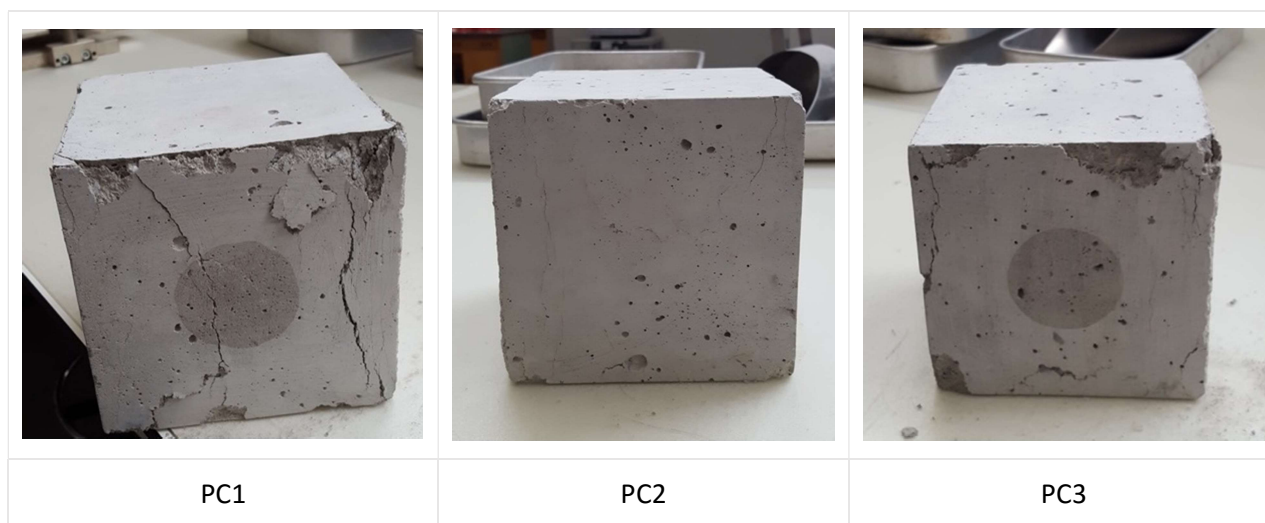


Figura 5.40 - Modos de rotura de cubos aos 7 dias.

Contrariamente ao verificado no ensaio com o esclerómetro, os valores de resistência à compressão obtidos na prensa são bastante homogêneos. Para além disto, os valores são também superiores aos anteriores. Tendo em conta a idade do betão (7 dias), prevê-se um acréscimo da capacidade resistente do betão após a sua cura após os 28 dias.

Comparação de resultados

Analisando os resultados obtidos verifica-se que no ensaio de ultrassons, resistividade e na determinação da resistência à compressão os vários valores obtidos foram aproximados, havendo um desvio padrão baixo, podendo isto significar que existe uma elevada homogeneidade nos provetes analisados.

No caso do ensaio de Pull-off os ensaios não foram válidos, não se conseguiu obter o descamamento de uma parte do betão.

No ensaio de determinação do índice esclerométrico verifica-se uma elevada dispersão de resultados, facto que se pode dever à alternância da pré-carga que foi exercida em cada provete, sendo ainda que

não se obteve correspondência entre os resultados deste ensaio e a resistência à compressão determinada a partir do ensaio na prensa.

5.6.4 Ensaio após 28 Dias

Resistividade

Foi realizado o ensaio de resistividade após os 28 dias, de forma análoga ao realizado aos 7 dias, utilizando o equipamento Resipod. Na Tabela 5.13 é possível visualizar os resultados obtidos nos 15 provetes em estudo.

Tabela 5.13 - Resultados de Ensaio de Resistividade aos 28 dias

Provete	Leituras					Média (kΩ.cm)
PC4	7,8	7,5	7,7	7,5	7,4	7,58
PC5	7,2	7,2	7,2	7,2	7,3	7,22
PC6	8	7,9	8	7,9	7,8	7,92
PC7	6,5	6,3	6,9	6,2	6,4	6,46
PC8	6,8	6,4	7,4	6,8	7,7	7,02
PC9	6,8	7,1	7,2	7,1	7,4	7,12
PC10	6,4	6,5	5,6	6,7	5,4	6,12
PC11	6,9	7	6,4	7,3	7,3	6,98
PC12	6,3	6	7,2	7	6,3	6,56
PC13	3	0,7	2	2	2,1	1,96
PC14	3,5	4,1	4,5	4,5	3,4	4
PC15	1,4	3	3,4	2,9	3,4	2,82
PC16	3,6	2,1	2	1,7	1,8	2,24
PC17	3,5	3,5	3,6	2,7	2,8	3,22
PC18	3,8	2,7	1,9	2,3	2,5	2,64

No ensaio de resistividade após os 28 dias, tal como acontece aos 7 dias, obtiveram-se valores de resistividade baixos, o que significaria um risco de corrosão alta a muito alta, caso existisse armadura. É possível ainda verificar que os provetes com maior razão água/cimento, do PC13 ao PC18, obtiveram-se os valores mais reduzidos, sendo assim possível concluir que o teor em água influencia o valor da resistividade.

Ultrassons

O ensaio de ultrassons foi também efetuado após os 28 dias de idade do betão. As leituras foram efetuadas pelo método direto, utilizando o mesmo equipamento que nos ensaios efetuados aos 7 dias.

Para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico considerou-se a que a massa volúmica do betão, ρ , de 2500 kg/m³ e o coeficiente dinâmico de Poisson de 0,3. Na Tabela 5.14 são apresentados os resultados obtidos nestes mesmos ensaios.

Tabela 5.14 - Resultados do ensaio de ultrassons aos 28 dias

Provetes	V (km/s)	Ed (GPa)
PC4	4,44	36,61
PC5	4,67	40,50
PC6	4,48	37,27
PC7	4,62	39,64
PC8	4,32	34,66
PC9	4,59	39,13
PC10	4,23	33,23
PC11	4,14	31,83
PC12	4,25	33,54
PC13	4,02	30,01
PC14	4,01	29,86
PC15	3,94	28,83
PC16	3,99	29,57
PC17	3,99	29,57
C18	4,04	30,31

Os resultados obtidos demonstram uma grande homogeneidade do betão. Verifica-se que, consoante o aumento da razão A/C adotado na amassadura, se dá uma diminuição da velocidade de propagação dos ultrassons. Desta forma, conclui-se que o betão dos provetes com maior razão A/C têm uma menor resistência e um maior volume de vazios.

De forma análoga, o módulo de elasticidade do betão também diminui. Nos primeiros 6 provetes obtém-se o módulo de elasticidade dinâmico médio de 37 GPa. Ao efetuar a correspondência entre o módulo de elasticidade dinâmico e o estático, verifica-se que o valor obtido é de aproximadamente 28GPa, valor que é inferior ao módulo de elasticidade habitual do betão (30 GPa). O mesmo acontece nos restantes provetes, sendo registados valores ainda mais baixos.

Pull-Off

Nos ensaios de Pull-Off após os 28 dias, foi utilizada uma cola epoxi mais resistente que nos ensaios anteriormente realizados. A cola utilizada foi a Standard Araldit da Ceys. Para a realização dos ensaios foram utilizados dois tipos de disco distintos, os de aço e os de alumínio, de 50 mm de diâmetro.

Nestes ensaios, a cura da cola fez-se em circunstâncias normais, ou seja, fora de água, e durante 48 horas. Na Tabela 5.15 são apresentados os valores obtidos no ensaio de Pull-Off.

Tabela 5.15 – Resultados do ensaio Pull-Off aos 28 dias.

Provete	F (N)	ft (Mpa)	Rotura
PC4	6157	3,14	Pela interface adesivo/betão
PC5	-	-	Pela interface adesivo/disco
PC6	1812	0,92	Pela interface adesivo/disco
PC7	609	0,31	Pela interface adesivo/disco
PC8	3190	1,62	Pela interface Adesivo/Betão
PC9	1577	0,80	Pela interface adesivo/disco
PC10	3254	1,66	Pela interface Adesivo/Betão
PC11	1321	0,67	Pela interface adesivo/disco
PC12	1634	0,83	Pela interface adesivo/disco
PC13	2897	1,48	Pela interface Adesivo/Betão
PC14	3651	1,86	Pela interface Adesivo/Betão
PC15	2123	1,08	Pela interface Adesivo/Betão
PC16	4320	2,20	Pela interface Adesivo/Betão
PC17	3273	1,67	Pela interface Adesivo/Betão
PC18	616	0,31	Pela interface adesivo/disco

Analisando os resultados anteriores é possível verificar que as roturas não foram satisfatórias. Alguns exemplos são apresentados na Figura 5.41. A maior parte destas ocorreu na interface entre a cola e o betão, não havendo arrancamento do mesmo. Isto pode dever-se ao facto de os ensaios serem realizados em provetes cúbicos de betão, sendo as condições de apoio do aparelho utilizado neste ensaio deficientes. Aquando da aplicação da força de arrancamento o cubo tendia a levantar num dos lados devido às condições de ensaio e às dimensões dos provetes. Desta forma, a força pode não ter sido aplicada de forma perfeitamente centrada.



Figura 5.41 - Fotografias com exemplos do resultado do ensaio de Pull-Off

Determinação do índice esclerométrico - Esclerómetro

O ensaio de medição do índice esclerométrico foi executado com o e esclerómetro Digi-Schmit 2000, colocando os provetes na prensa e exercendo uma pré-carga para garantir a sua imobilização. O equipamento foi programado para efetuar leituras na direção horizontais, e a curva de correlação o índice de ressalto com a resistência à compressão foi para elementos com mais de 28 dias de idade. O procedimento foi executado de forma análoga ao realizado aos 7 dias. Na Tabela 5.16 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 5.16 - Resultados do ensaio com o esclerómetro aos 28 dias.

	Provete	Índice de ressalto			Desvio padrão	fck (MPa)
		Máximo	Mínimo	Mediana		
28 Dias	PC4	32	21	24	3,2	15,7
	PC5	32	22	27	3,6	20,3
	PC6	36	30	32	1,7	30,1
	PC7	39	33	35	1,9	33,5
	PC8	37	29	33	2,6	30,1
	PC9	34	26	29	2,4	23,5
	PC10	32	27	30	1,6	25,1
	PC11	29	23	26	1,9	18,8
	PC12	27	20	24	2,5	15,5
	PC13	28	21	23	2,3	14,2
	PC14	29	27	29	0,9	23,5
	PC15	29	26	27	0,9	20,3
	PC16	26	17	20	3,2	9,9
	PC17	28	25	28	1,1	21,9
	PC18	30	25	28	1,9	21,9

Os valores apresentam uma grande variação, mesmo entre provetes com a mesma amassadura. Uma possível justificação é o valor de pré-carga aplicada pela prensa, a qual foi sempre diferente. Os resultados obtidos nos ensaios após os 28 dias, nos três primeiros provetes, foram inferiores aos resultados dos ensaios realizados aos 7 dias. Este facto pode ser justificado pela diferença de valores de pré-carga.

Ensaio de compressão

Os valores de resistência à compressão foram obtidos pelo ensaio de compressão normalizado. Procedeu-se à colocação dos provetes na prensa, tendo estes sido levados à tensão de rotura. Os resultados obtidos podem ser consultados na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 - Resultados do ensaio de compressão aos 28 dias

	F (kN)	fc (MPa)	fcm (MPa)	S	fck (MPa)
PC4	1171,3	52,06	51,49	1,05	47,49
PC5	1167,7	51,90			
PC6	1131,1	50,27			
PC7	1194,3	53,08			
PC8	1148,3	51,04			
PC9	1138,8	50,61	39,05	0,70	35,05
PC10	866,9	38,53			
PC11	872,5	38,78			
PC12	896,7	39,85			
PC13	688,6	30,60	30,57	0,79	26,57
PC14	702,8	31,24			
PC15	695,9	30,93			
PC16	703,4	31,26			
PC17	656,2	29,16			
PC18	679,7	30,21			

Examinando os resultados obtidos no ensaio de compressão pode concluir-se que os betões produzidos apresentam elevada classe de resistência. Também foi atingido o objetivo pretendido de obter diferentes classes de resistência, tendo, para tal, sido utilizadas diferentes razões A/C. Pode-se ainda constatar que os valores obtidos apresentam pequenas variações, indicando isso que estamos perante betões bastante homogêneos. Na Figura 5.42 são apresentados alguns exemplos de provetes após ensaio de compressão.



Figura 5.42 - Exemplos de rotura do ensaio de compressão

Relativamente aos provetes da primeira amassadura verificou-se um aumento significativo da resistência, passando de uma classe C25/30 para um C35/45, duas classes de resistência acima. Neste caso foram utilizados 6 provetes, tendo os restantes 3 sido utilizados aos 7 dias.

5.6.5 Correlação de resultados

Na Figura 5.43 é possível visualizar o gráfico de correlação entre os valores médios da velocidade de propagação de ultrassons e o valor médio da resistência à compressão. Verifica-se que a curva de tendência mais ajustada é a potencial quadrática, existindo uma boa correlação de resultados.

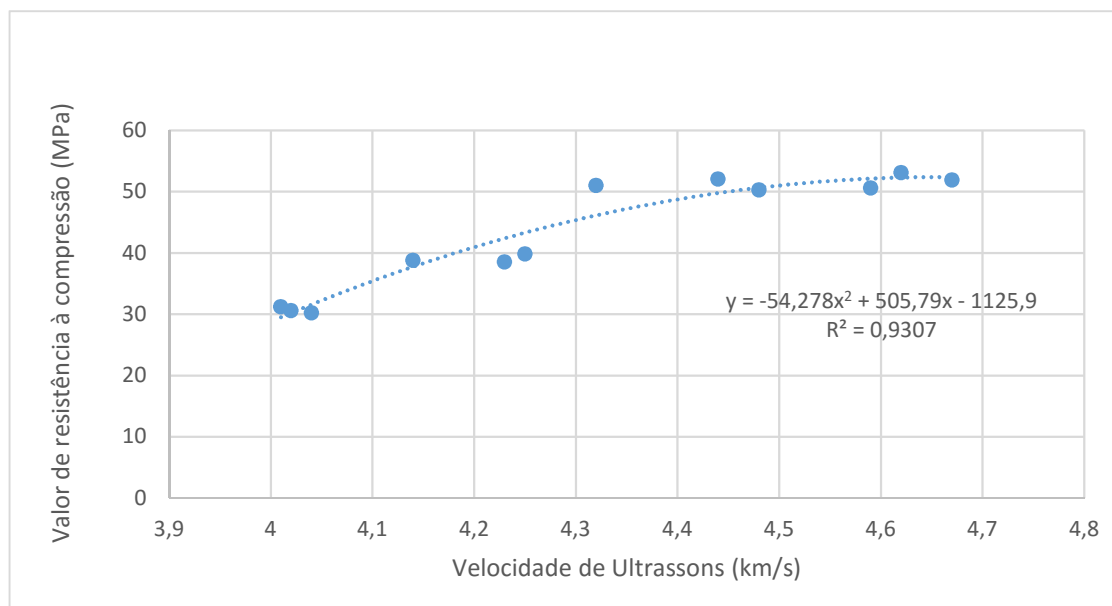


Figura 5.43 - Gráfico de correlação entre a velocidade de ultrassons e resistência à compressão

Aplicação da norma NP EN 13791 para a correlação da velocidade de ultrassons e resistência à compressão. Foram considerados para o efeito 12 ensaios, tomando k_1 o valor de 1,55.

Tabela 5.18 – Variáveis utilizadas na aplicação da norma NP EN 13791

Provetes	V (km/s)	fv (Mpa)	Prensa (MPa)	δf (MPa)
PC4	4,44	13,2	52,058	38,858
PC5	4,67	29,73125	51,898	22,167
PC6	4,48	15,6	50,271	34,671
PC7	4,62	25,575	53,080	27,505
PC8	4,32	7,2	51,036	43,836
PC9	4,59	23,23125	50,613	27,382
PC10	4,23	3,88125	38,529	34,648
PC11	4,14	1,575	38,778	37,203
PC12	4,25	4,53125	39,853	35,322
PC13	4,02	0,075	30,604	30,529
PC14	4,01	0,03125	31,236	31,204
PC18	4,04	0,2	30,209	30,009
			Média	32,778
			s	5,855
			Δf	23,703

Calibrando a curva base em função do valor de Δf obtido temos os seguintes gráficos apresentados na Figura 5.44.

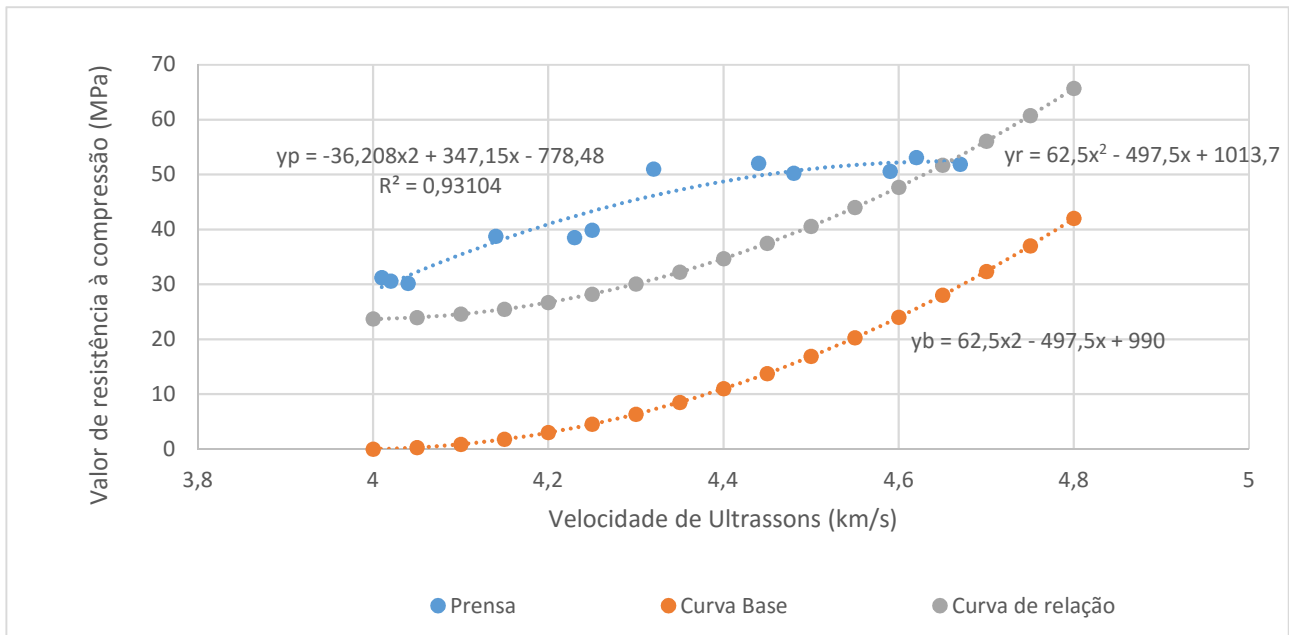


Figura 5.44 – Gráfico de relação entre a velocidade de ultrassons e a resistência à compressão segunda a NP EN 13791

Observando os gráficos acima, verifica-se que as duas curvas de resultados não apresentam a mesma tendência, sendo que os valores são distintos. Com base na equação da curva de tendência da prensa é possível calcular o desvio entre os valores reais obtidos e os resultados estimados a partir da norma, tal pode ser consultado na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Comparação entre valores das curvas do ensaio de compressão in situ e valores da curva de correlação a partir de ensaio indireto

x	y	$y+\Delta f$	Curva Prensa	Desvio
4	0	23,70	30,79	7,09
4,05	0,28125	23,98	33,58	9,59
4,1	0,875	24,58	36,18	11,60
4,15	1,78125	25,48	38,60	13,12
4,2	3	26,70	40,84	14,14
4,25	4,53125	28,23	42,90	14,67
4,3	6,375	30,08	44,78	14,70
4,35	8,53125	32,23	46,48	14,24
4,4	11	34,70	47,99	13,29
4,45	13,78125	37,48	49,33	11,84
4,5	16,875	40,58	50,48	9,91
4,55	20,28125	43,98	51,46	7,47
4,6	24	47,70	52,25	4,55
4,65	28,03125	51,73	52,86	1,13
4,7	32,375	56,08	53,29	-2,79
4,75	37,03125	60,73	53,54	-7,19
4,8	42	65,70	53,61	-12,09

Na Figura 5.45 é apresentado o gráfico de correlação entre o índice de ressalto do esclerómetro e a resistência à compressão.

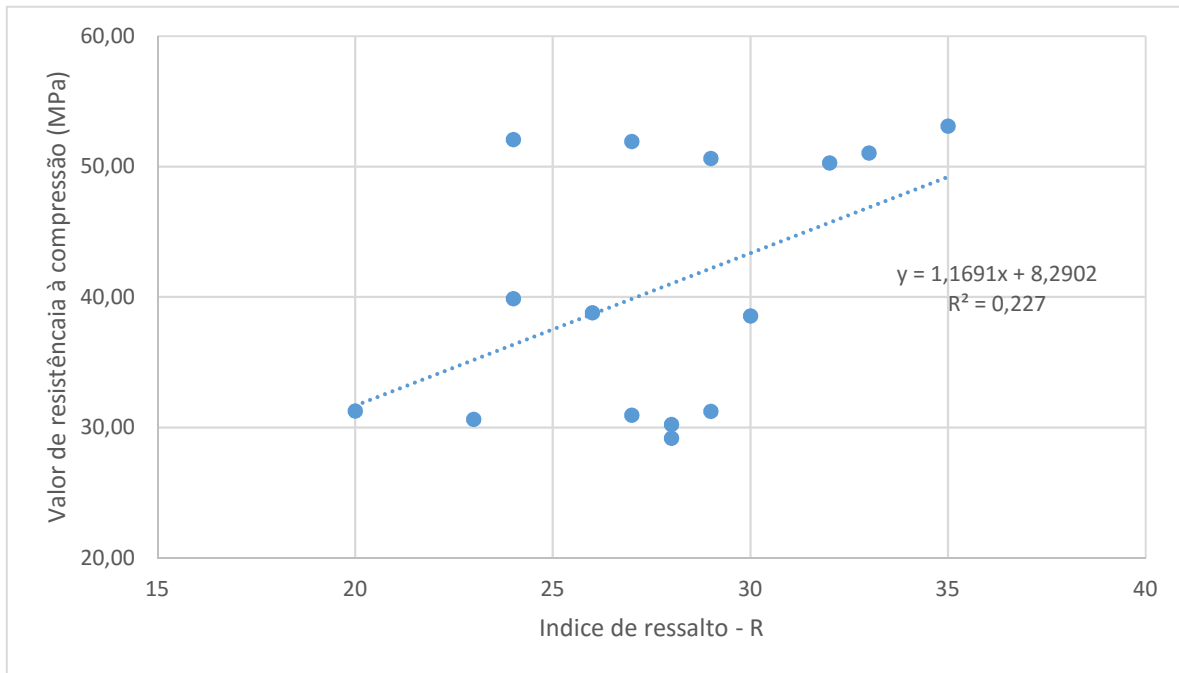


Figura 5.45 – Gráfico de correlação entre o índice de ressalto do esclerómetro e a resistência à compressão

Como é possível verificar, não existe correlação entre os resultados dos dois ensaios. Os resultados obtidos são bastante dispersos, não seguindo qualquer tendência, como é possível verificar pelo valor de correlação, r^2 .

5.6.6 Outros ensaios – Resistividade

Com o intuito de testar o ensaio de resistividade foram realizados vários ensaios em diversas estruturas. O objetivo destes ensaios passou por avaliar o funcionamento do procedimento de molhagem de elementos verticais assim como a fiabilidade do ensaio.

Desta forma foram realizados três ensaios em estruturas distintas. O primeiro caso de estudo envolveu dois pilares pertencentes as escadas de acesso ao Auditório Magno do ISEP, e o segundo caso de estudo incluiu dois pilares do Viaduto da VL8 (junto ao Complexo Desportivo do Candal) e o terceiro foi uma parede de contenção do viaduto que dá acesso aos hotéis da Arrábida, em Vila Nova de Gaia.

Pilares das escadas de acesso ao Auditório Magno – ISEP

Os pilares ensaiados encontravam-se com alguns sinais de degradação, tal como delaminação do betão e armadura exposta e com perda de secção, como é possível verificar na Figura 5.46.



Figura 5.46 – Pilar de escadas de acesso ao Auditório Magno

Antes de se proceder ao ensaio de resistividade, recorrendo ao Resipod, a superfície foi molhada com panos húmidos, durante aproximadamente 40 minutos, efetuando-se ainda a deteção de armaduras recorrendo ao FerroScan. Os pilares alvo de estudo são apresentados na Figura 5.47.



Figura 5.47 – Pilares de escada de acesso ao Auditório Magno

Na Tabela 5.20 é possível consultar os resultados obtidos.

Tabela 5.20 – Resultados do ensaio de resistividade dos pilares do ISEP

Elemento	Leituras				
Pilar 1	385	320	345	421	484
Pilar 2	335	315	348	379	312

Como é possível avaliar pelos resultados apresentados, os valores obtidos são muito dispersos. Aquando das leituras os valores não estabilizavam. Tal facto pode dever-se a que os pilares estavam revestidos com uma espécie de verniz o que influencia o ensaio. Desta forma os valores obtidos não têm significado, pois não são realistas. Efetuando uma inspeção visual é possível detetar danos nos elementos como delaminação do betão e corrosão da armadura. Desta forma, os valores esperados deveriam ser substancialmente mais baixos.

Pilares Viaduto VL8

No viaduto da VL8 foram estudados 2 pilares pertencentes ao 6º alinhamento de pilares, na direção Gaia-Porto. Os pilares não apresentam anomalias, apenas algumas zonas que foram alvo de reparações, apenas algumas imperfeições no betão, visíveis na Antes da execução do ensaio de resistividade, procedeu-se à molhagem dos pilares recorrendo a panos húmidos, durante aproximadamente 40 minutos, Figura 5.48. Na Tabela 5.21 encontram-se os resultados obtidos.



Figura 5.48 – Pormenor de Pilar (Esq.)- Pilares do viaduto da VL8 (Dir.)

Tabela 5.21 – Resultados do ensaio de resistividade pilares viaduto VL8

Elemento	Leituras					Média (kΩ.cm)	Desvio Padrão
Pilar 1	107	106,3	105,1	106,2	104,4	105,8	1,037
Pilar 2	146,4	147,6	154,5	154,4	149,3	150,44	3,803

Analisando os valores, é possível concluir que nos pilares em estudo não existe risco de corrosão, pois os valores de resistividade obtidos foram elevados. Verifica-se ainda uma diferença significativa entre os valores obtidos nos dois pilares, podendo tal ser explicado pelo facto do Pilar 1 se encontrar mais exposto.

Na inspeção visual realizada não foram observados danos de relevo, visualizando-se apenas algumas zonas que foram alvo de reparação, desconhecendo-se, contudo, a razão para tal.

Encontro de viaduto em Vila Nova de Gaia

Com o objetivo de avaliar um elemento em pior estado, procedeu-se ao ensaio de resistividade na encontro de viaduto, a qual apresenta danos visíveis, tais como delaminação de betão e corrosão da armadura com perda da secção. Estas anomalias estão visíveis na Figura 5.49. Os resultados são apresentados na Tabela 5.22.



Figura 5.49 –Parede de contenção alvo de estudo

Tabela 5.22 – Resultados de resistividade de parede de contenção

Elemento	Leituras					Média (k Ω .cm)
Parede	26,8	23,6	25,7	28,6	26,3	26,2

O valor de resistividade obtido na parede de contenção foi baixo, contudo, comparando o valor com o presente na Tabela 5.7, verifica-se que a velocidade de corrosão é baixa, assim como o risco de corrosão. Desta forma, o valor não parece ser realista visto que a parede apresenta armadura com avançado estado de corrosão.

Neste caso existiu grande dificuldade na molhagem da superfície, pois não existia forma de prender os panos de modo a que ficassem em contacto com a parede. Este fator poderá ter influenciado os resultados obtidos, podendo a estrutura não ter absorvido água suficiente.

A realização destes ensaios permitiu constatar que existem alguns constrangimentos na realização do ensaio de resistividade em elementos verticais. A necessidade da pré molhagem da superfície acarreta algumas dificuldades não se sabendo até que ponto é eficiente.

5.6.7 Observações finais

A realização da campanha experimental permitiu a familiarização com os diversos equipamentos utilizados para a realização de ensaios de diagnóstico. No entanto, ocorreram alguns problemas em alguns ensaios, caso do ensaio Pull-Off, em que não se conseguiu obter resultados válidos. Tal insucesso poderá dever-se à possível falta de aderência entre a cola e o betão, apesar de a superfície ter sido escovada com uma escova de aço para aumentar a rugosidade da face do cubo de betão. As condições de apoio do aparelho de ensaio não eram as ideais, dada a dimensão insuficiente dos cubos de betão. Foram utilizadas chapas metálicas na tentativa de obter um base com dimensão suficiente. Contudo, aquando da aplicação da força de arranque o equipamento inclinava-se juntamente com o cubo e as chapas. Este facto não permitiu a correlação de resultados deste ensaio com os restantes.

Os vários ensaios de resistividade realizados em estruturas existentes demonstraram a dificuldade na molhagem da superfície do betão em elementos verticais. O processo de molhagem mostrou-se de difícil execução, dado o facto de a água escorrer pela superfície, sendo reduzida a absorção do betão. Os valores de resistividade nos ensaios indicavam um risco/velocidade de corrosão baixo, sendo que, no entanto, os elementos apresentavam sinais evidentes deste tipo de anomalia.

6 CASO DE ESTUDO

6.1 INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO

O caso de estudo apresentado foi realizado no âmbito de um trabalho contratado ao NEC, Núcleo de Estudos da Construção do ISEP, tendo como principal objetivo avaliar o estado de conservação de uma implantação de 5 blocos. Estes viram a sua execução interrompida. Destes, apenas dois têm panos de alvenaria executados, sendo que os restantes três têm executados somente os seus elementos estruturais.

Foram efetuadas visitas técnicas ao local, com o objetivo de avaliar o estado de conservação dos blocos acima referidos. De forma a caracterizar a estrutura foi efetuada uma inspeção visual e foram realizados ensaios de diagnóstico, destrutivos, como por exemplo extração de carotes, e não destrutivo, com ensaio de determinação do índice esclerométrico.

6.2 CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

A implantação alvo de estudo é, conforme referido anteriormente, constituída por 5 blocos distintos, numerados de 1 a 5. Esta numeração foi processada segundo a direção Sul- Norte, estando o esquema que representa estes blocos na Figura 6.1.

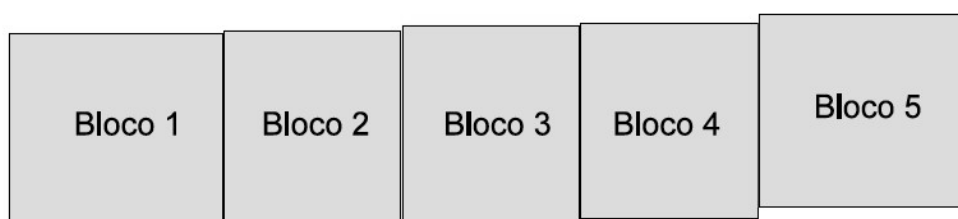


Figura 6.1 - Esquema representativo dos Blocos.

A constituição dos blocos é semelhante, sendo caracterizados por um sistema porticado em betão armado, o qual é formado por pilares e vigas de dimensões variáveis e lajes aligeiradas. A planta estrutural do Piso 0 do Bloco 1 encontra-se apresentada na Figura 6.2 e a planta estrutural do Piso 0 do Bloco 2 é apresentada na Figura 6.3. A configuração do Bloco 1 é semelhante à do Bloco 5, sendo o mesmo verificado nos blocos 2,3 e 4. As restantes plantas estruturais encontram-se apresentadas no Anexo III.

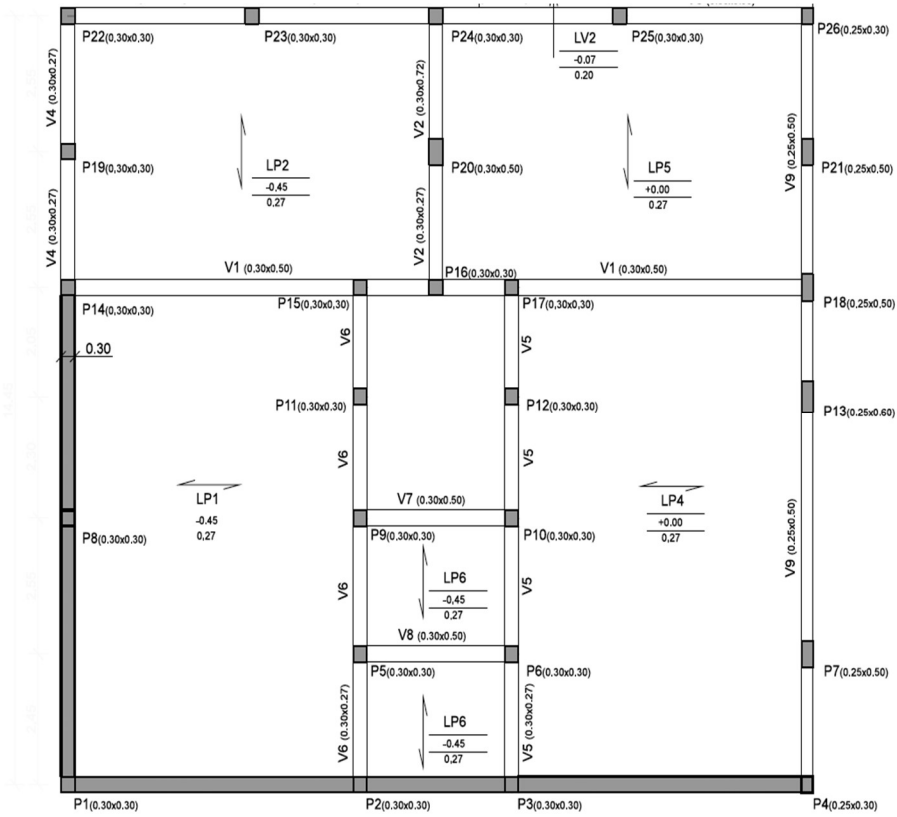


Figura 6.2 – Planta Estrutural Bloco 1-0 (Semelhante ao Bloco 5).

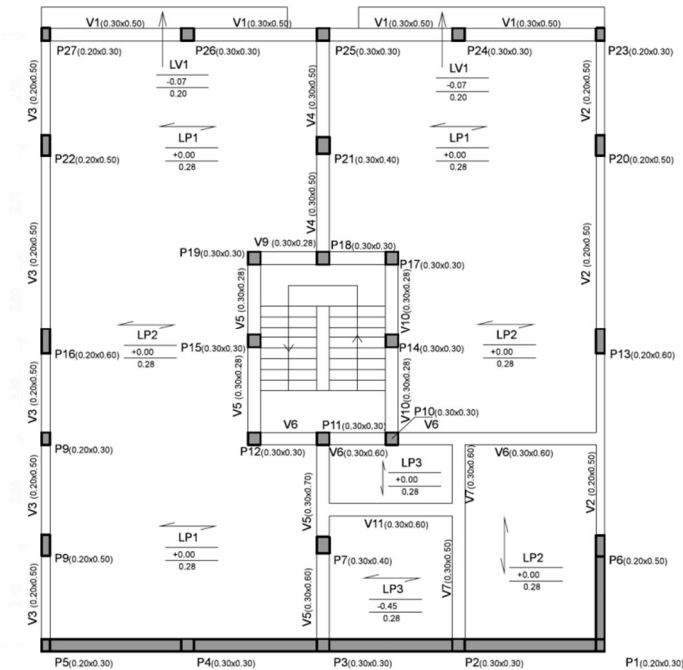


Figura 6.3 - Planta Estrutural Bloco 2-0 (Semelhante aos Blocos 3 e 4).

O sistema de lajes utilizado é idêntico em todos os blocos, sendo este constituído por lajes aligeiradas com abobadilha cerâmica e vigotas simples, com exceção do piso 0 o qual possui vigotas duplas.

Na cave encontra-se executado um muro de contenção em betão armado com uma espessura de 0,25 m, ao longo da fachada principal.

As escadas são formadas por lajes maciças, com uma espessura de 0,15 m, possuindo um apoio intermédio. Verificou-se que em certos blocos não existiam alguns lanços de escadas, o que indica que as mesmas foram construídas após a restante estrutura. Em nenhum dos lanços de escadas havia sido executada a armadura de ligação para futura construção dos mesmos.

Existiam ainda consolas, presentes em todos os blocos, formadas por lajes maciças de 0,20 m de espessura. No entanto, o contrabalanço destas não foi executado.

A cobertura encontra-se apenas construída nos blocos 4 e 5, sendo constituída por lajes aligeiradas. Nos blocos restantes existia apenas a armadura de espera para a construção da mesma. Contudo, esta parte da estrutura não foi alvo de estudo, já que a mesma iria ser demolida, não importando o estado de conservação da mesma.

No âmbito da realização deste estudo foram realizadas plantas estruturais, as quais tiveram como base o levantamento geométrico. Após comparação das plantas fornecidas pela empresa que contratou o trabalho, ficou claro que existem algumas incoerências entre o construído e o projetado, tais como:

- Pilar P9 inexistente no Bloco 2 ao nível da cave, ficando desta forma a Viga V6 sem apoio numa das extremidades. Foi, no entanto, executado um outro pilar no extremo oposto do bloco apoiando a viga V3. Estas incoerências são visíveis na Figura 6.4

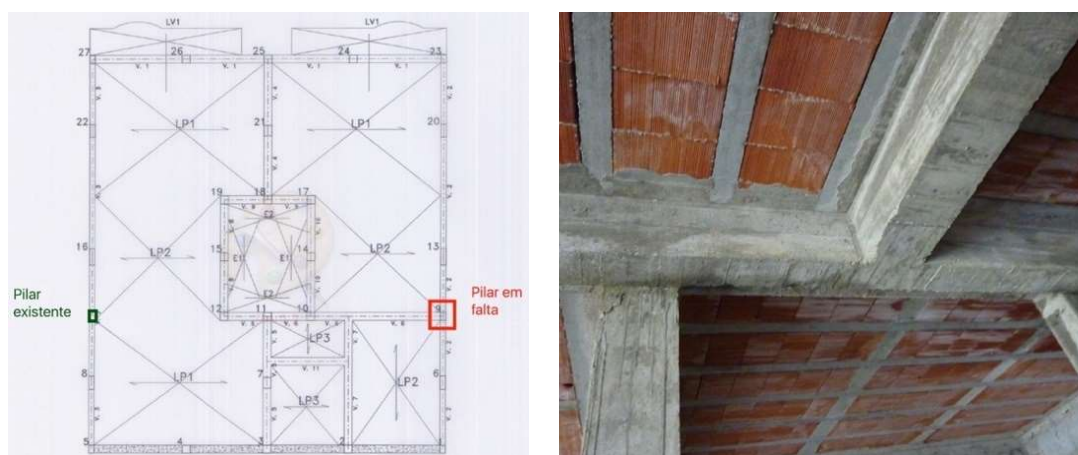


Figura 6.4 – Inexistência de Pilar 9 no Bloco 2.

- As vigas de apoio de escadas nos patamares intermédios não se encontravam executadas, não existindo assim um correto apoio das mesmas, tal como demonstrado na Figura 6.5;



Figura 6.5 – Pormenores construtivos da laje de escadas.

- Existência de uma parede resistente, ao nível da cave, que não estava projetada, nos Blocos 2,3 e 4. Na Figura 6.6 é possível observar a localização da mesma.

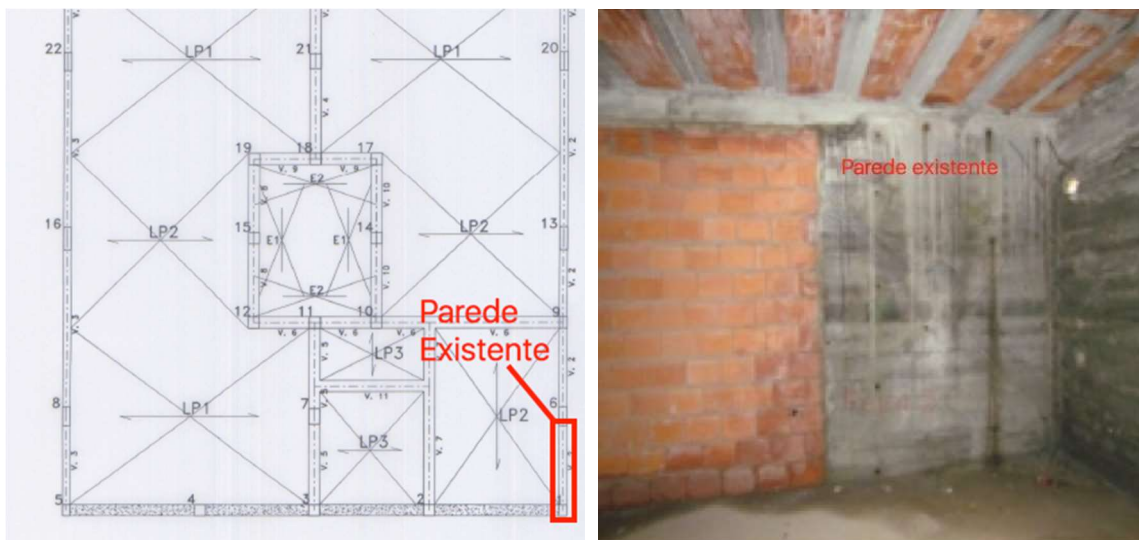


Figura 6.6 – Parede existente ao nível da cave dos Blocos 2,3 e 4.

- No bloco 5, as vigas da cobertura encontram-se interrompidas e sem qualquer apoio intermédio, o qual constava em projeto, Figura 6.7.



Figura 6.7 - Viga interrompida e ausência de apoio na cobertura do Bloco 5.

6.3 INSPEÇÃO VISUAL E MAPEAMENTO DE ANOMALIAS

Para avaliação do estado de conservação foi realizada uma inspeção visual para identificação das anomalias nos diferentes elementos. Desta avaliação resultaram os mapas de anomalias presentes no .

As anomalias encontram-se um pouco por toda a estrutura, tornando desta forma o seu mapeamento mais complexo.

6.3.1 Lista de Anomalias

A representação das anomalias nos respetivos mapas foi efetuada segundo a nomenclatura apresentada na seguinte lista:

- A1. Delaminação pontual do betão
- A2. Delaminação extensa do betão
- A3. Corrosão da armadura com perda de secção
- A4. Recobrimento insuficiente
- A5. Fendilhação
- A6. Vazios, ninhos de brita, porosidade e segregação do betão
- A7. Desalinhamento e imperfeições
- A8. Escorrência de água e lixiviação do betão
- A9. Intervenções desadequadas

- A10. Rotura de elemento estrutural
- A11. Solução estrutural desadequada

A1. Delaminação pontual do betão

A delaminação pontual do betão está presente em pilares, vigas e lajes, um pouco por todo o edifício, Na Figura 6.8 é possível visualizar casos de delaminação pontual em diversos elementos.



Figura 6.8 – Delaminação pontual do betão em vigas, pilares e lajes.

A delaminação é consequência da corrosão da armadura, uma vez que se dá um aumento de secção da mesma. Isto leva à fendilhação e posterior descasque do betão. Neste caso a corrosão ocorre nas camadas mais superficiais da armadura, estribos e cintas.

No caso em estudo, as causas possíveis para a delaminação do betão estão associadas a fenómenos de carbonatação, o que acelera a corrosão das armaduras. O recobrimento insuficiente da armadura, associado a um betão muito poroso, permite uma maior entrada de oxigénio, ocorrendo assim o fenómeno da oxidação que leva à corrosão das armaduras. Contudo as duas causas nem sempre se encontram associadas. Em alguns casos a delaminação do betão ocorreu apenas devido ao escasso recobrimento existente.

A2. Delaminação extensa do betão

A delaminação extensa e profunda do betão é observada em lajes, vigas e pilares. As causas associadas à delaminação extensa do betão são as mesmas que as da delaminação pontual.

Quando o processo de corrosão se encontra muito avançado, verifica-se que esta se estende a camadas mais interiores, armadura transversal e longitudinal. Desta forma, é afetada uma maior extensão de armadura, ocorrendo um maior destacamento do betão. Alguns exemplos estão apresentados na Figura 6.9.



Figura 6.9 – Delaminação extensa do betão em pilares, vigas e lajes.

A3. Corrosão da armadura com perda de secção

A corrosão da armadura, em alguns elementos, encontrava-se num estado adiantado de degradação, sendo possível constatar a perda de secção das armaduras. É expectável que, em alguns casos, exista perda de secção útil da armadura em zonas onde não existiu destacamento do betão. Figura 6.10 são apresentados exemplos de corrosão de armadura com perda de secção.



Figura 6.10 – Corrosão da armadura com perda de secção.

A4. Recobrimento insuficiente

Em diversos elementos é possível verificar que houve um mau posicionamento da armadura durante a sua montagem. Tal levou a que, em muitos elementos estruturais, o recobrimento seja insuficiente, facto corroborado pelos ensaios realizados “in situ”. Existem ainda casos em que o recobrimento é inexistente, sendo possível visualizar a armadura sem qualquer tipo de proteção, levando a que esta se encontre em avançado estado de corrosão. Na Figura 6.11 são apresentados exemplos de elementos com armadura à vista.





Figura 6.11 – Armadura à vista sem recobrimento em lajes e vigas.

A5. Fendilhação

A fendilhação é observável nas paredes de contenção da cave dos Blocos 1 e 5. As fissuras observadas são verticais, e atravessam a parede em toda a sua espessura, com uma abertura estimada de 0,4 mm.

As alvenarias das paredes divisórias dos Blocos 4 e 5 também apresentam fissuração, predominantemente na direção vertical. Na Figura 6.12 é exemplificado os casos de fendilhação existente.

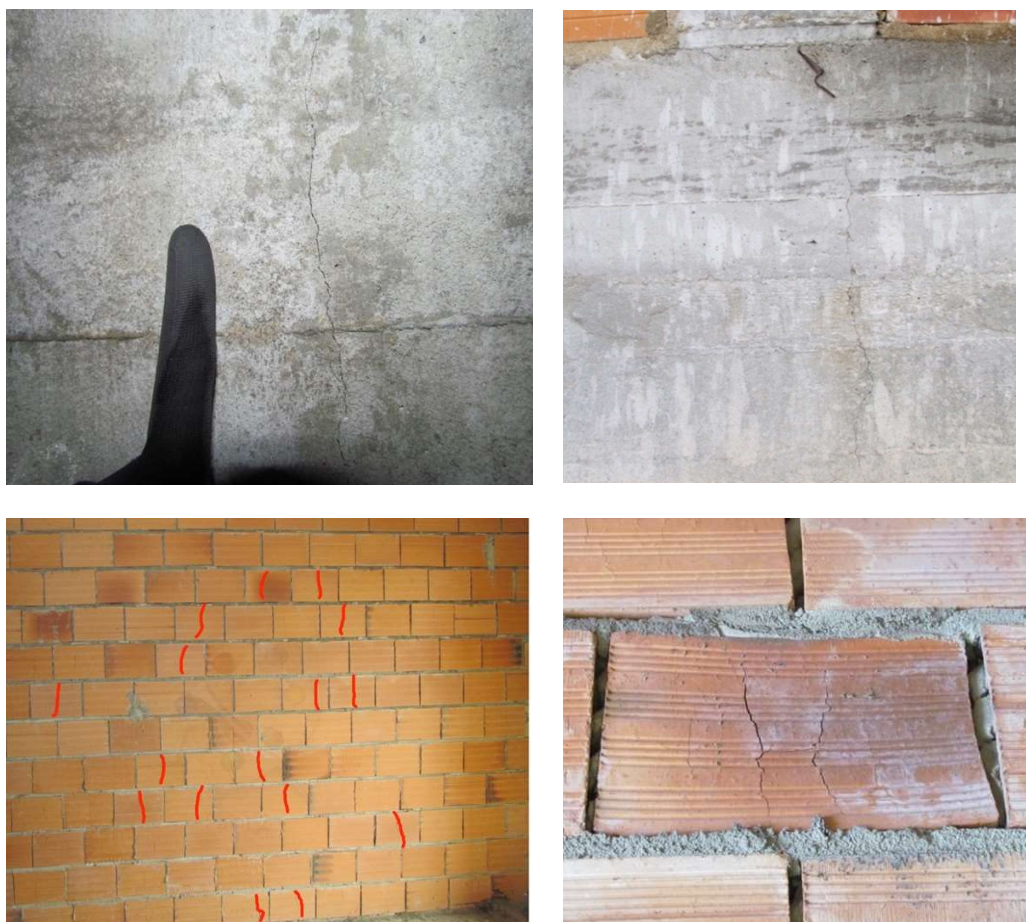


Figura 6.12 - Fendilhação em parede de contenção e alvenarias.

A6. Vazios, ninhos de brita, porosidade e segregação do betão

Na generalidade o betão do edifício apresenta uma elevada porosidade, facto que se pode dever ao tipo de cofragem e processo de compactação utilizado, resultando um produto final pouco homogéneo com muitas imperfeições, tais como aparecimento de vazios e ninhos de brita, exemplos na Figura 6.13.

Em alguns elementos observa-se ainda fissuração superficial do betão devido a retração plástica, a qual advém de um processo de cura do betão deficiente. Também se verifica a segregação do betão, o qual se pode dever a uma má vibração do mesmo.

A porosidade observada tem como consequência uma fraca proteção da armadura, ocorrendo a despassivação da armadura devido a carbonatação do betão, propiciando assim a corrosão da armadura.



Figura 6.13 – Vazios, ninhos de brita e porosidade em pilares, vigas e paredes.

A7. Desalinhamento e imperfeições

Observaram-se desalinhamentos na ligação entre pilares e vigas, em diversos casos, os quais chegam a ser da ordem 3 cm, como apresentado na Figura 6.14.

Este desalinhamento, geralmente associado a imperfeições na junta de cofragem, pode ter como causa o incorreto posicionamento da cofragem na altura da betonagem. O desalinhamento tem como consequência a introdução de excentricidades não previstas no cálculo assim como secções reduzidas.



Figura 6.14 – Desalinhamento e imperfeições nos nós de ligação viga-pilar.

A8. Escorrência de água e lixiviação do betão

O facto de os Blocos 1,2 e 3 não possuírem cobertura, permite a entrada e acumulação de água na estrutura.

As escorrências de água são observáveis nos 5 blocos ao longo dos pilares e vigas, ocorrendo a sua entrada sobretudo na zona da caixa de escadas e juntas de dilatação entre blocos, como exemplificado na Figura 6.15.

Em alguns casos mais graves é possível visualizar a lixiviação do betão, com transporte e acumulação de sais à superfície.



Figura 6.15 – Lixiviação do betão e escorrências de água.

A9. Intervenções desadequadas

Com a necessidade de instalar tubagem, entre outras infraestruturas interiores, procedeu-se à abertura de roços e negativos em elementos estruturais, os quais são visíveis na Figura 6.16.

Devido à paragem da construção, as armaduras ficaram expostas, prejudicando a sua durabilidade. Este facto levou à corrosão das armaduras.



Figura 6.16 – Aspeto construtivo com interferência na durabilidade.

A10. Rotura de elemento estrutural

Na Figura 6.17 é visível a rotura de vigotas na zona de ligação da laje à viga de apoio, sendo nítida a sua rotura devido assentamento junto ao apoio. Este é um dano que apenas se verifica num caso.

A armadura das vigotas apresenta estado avançado de corrosão, sendo também verificada pouca sobreposição entre este elemento construtivo e a viga de apoio.



Figura 6.17 – Rotura de vigotas junto aos apoios.

A11. Solução estrutural desadequada

Verificou-se a implantação de elementos estruturais em locais diferentes dos definidos em projeto, assim como de elementos não previstos em projeto. Estes casos foram já expostos no subcapítulo 6.2.

A alteração à solução definida leva, em alguns casos, a um incorreto apoio de elementos estruturais. Exemplo disto são vigas apoiadas diretamente em outras vigas (ver Figura 6.4), sendo a existência de um pilar de apoio na interseção.

Como consequência destas alterações, dá-se uma redistribuição de esforços que coloca em causa a integridade da estrutura.

6.4 ENSAIOS DE DIAGNÓSTICO

Com o objetivo de aprofundar o estudo estrutural, foram executados ensaios de diagnóstico para análise dos materiais que constituem a estrutura. Para tal foram executados ensaios “in situ” não destrutivos, como o ensaio de determinação da dureza superficial e medição da espessura de recobrimentos, e

destrutivos, tais como a determinação da profundidade de carbonatação e extração de carotes. Estas carotes foram posteriormente ensaiadas em laboratório para determinação da resistência à compressão do betão.

6.4.1 Determinação da dureza superficial – Esclerómetro

O ensaio de determinação da dureza superficial foi executado seguindo o preconizado na norma NP EN 12504-2, procedimento já descrito anteriormente no subcapítulo 5.2.2. Para o efeito foram escolhidas várias localizações de pilares, distribuídos pelos 4 pisos de cada um dos 5 blocos, procurando obter uma amostra que caracterize os diferentes estados de conservação observados. Os ensaios foram realizados com o esclerómetro DIGI-SCHMIDT 2000, da Proceq. A realização deste ensaio pode ser comprovada na Figura 6.18.



Figura 6.18 – Execução do ensaio de determinação de dureza superficial – Esclerómetro.

Os resultados obtidos correspondem à mediana de 9 leituras, numa área de ensaio de 30x30 cm², tal como indica a norma. A superfície foi limpa e regularizada antes de se proceder à realização do ensaio. O valor de resistência obtido é equivalente ao obtido num cubo de 0,15x0,15x0,15 m³.

Na Figura 6.19 são apresentados os gráficos com os valores médios de dureza superficial, resistência à compressão por bloco e respetivo piso.

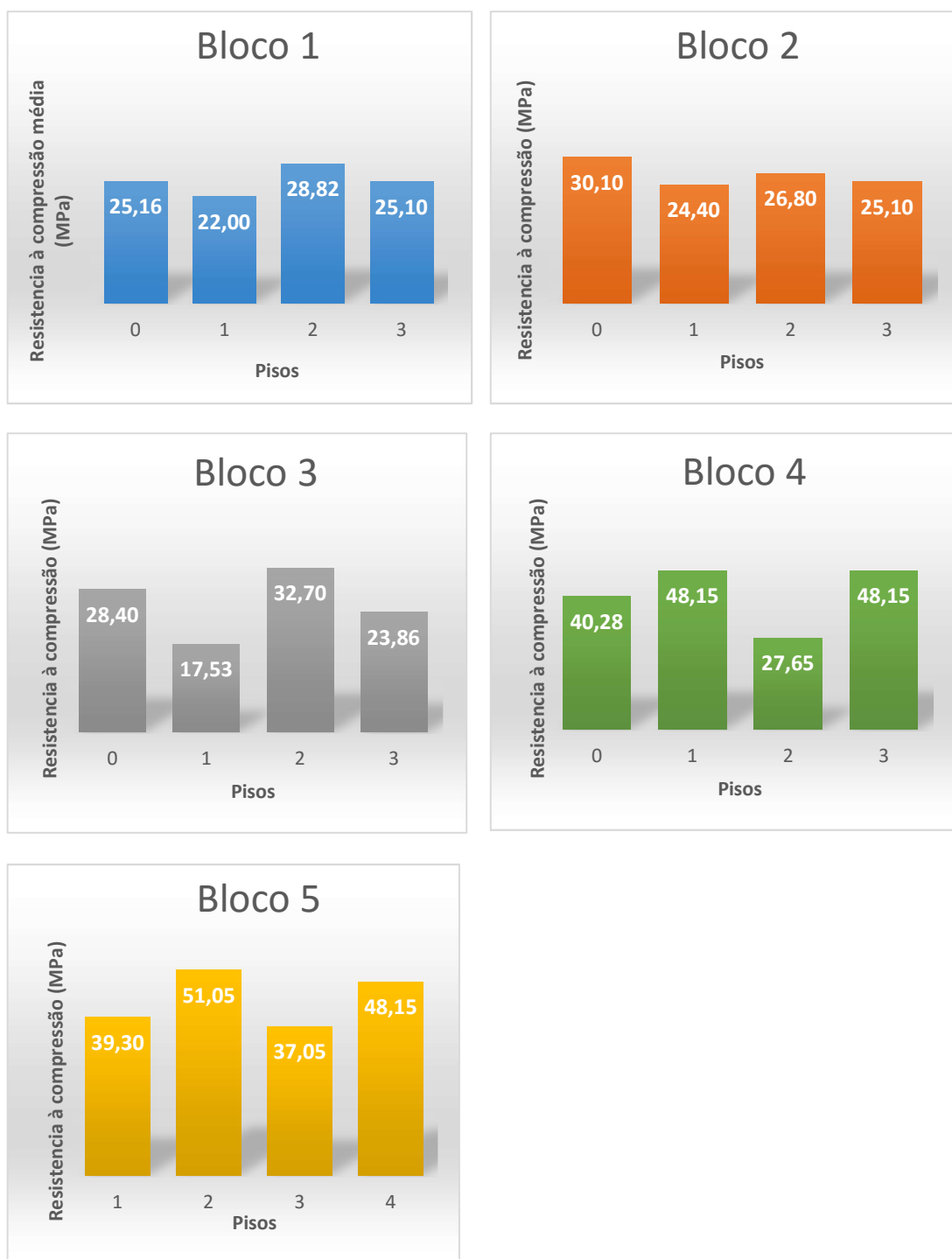


Figura 6.19 – Valores médios de resistência à compressão por Bloco recorrendo ao esclerómetro.

Para uma análise mais simples e rápida, na Tabela 6.1 são apresentados os valores médios dos resultados obtidos através do ensaio de dureza superficial – resistência à compressão – por bloco e piso. É também apresentado o desvio padrão associado a cada conjunto de resultados.

Tabela 6.1 – Valores médios da resistência à compressão e desvio padrão.

Bloco	Piso	Nº de ensaios realizados	Media da resistência à compressão (MPa)	Desvio Padrão
Bloco 1	Piso 0	12	25,16	2,989
	Piso 1	2	22,00	0,000
	Piso 2	6	28,82	5,964
	Piso 3	2	25,10	0,000
Bloco 2	Piso 0	2	30,10	2,404
	Piso 1	2	24,40	5,657
	Piso 2	2	26,80	4,667
	Piso 3	1	25,10	-
Bloco 3	Piso 0	1	28,40	-
	Piso 1	3	17,53	6,401
	Piso 2	2	32,70	6,081
	Piso 3	5	23,86	2,815
Bloco 4	Piso 0	4	40,28	6,463
	Piso 1	2	48,15	2,758
	Piso 2	2	26,75	5,869
	Piso 3	2	48,15	2,758
Bloco 5	Piso 0	3	39,30	14,488
	Piso 1	2	51,05	1,344
	Piso 2	2	37,05	5,020
	Piso 3	2	48,15	5,445

No total foram realizados 60 ensaios com o esclerómetro, de forma a obter uma amostra significativa de resultados que caracterizassem o edifício o melhor possível. A totalidade dos resultados obtidos podem ser consultados em anexo. Na Tabela 6.2 são apresentados os valores médios de resistência à compressão obtidos com o esclerómetro para cada bloco e para cada piso, assim como desvio padrão associado.

Tabela 6.2 – Média da resistência à compressão por bloco e por piso – Esclerómetro.

Bloco	Média de resistência à compressão (MPa)	Desvio Padrão	Piso	Média de resistência à compressão (MPa)	Desvio Padrão
Bloco 1	25,86	4,17 (22)	Piso 0	30,43	8,76
Bloco 2	26,60	3,75 (8)	Piso 1	31,25	8,93
Bloco 3	24,15	6,68 (11)	Piso 2	30,09	9,10
Bloco 4	40,90	9,05 (10)	Piso 3	31,72	11,67
Bloco 5	43,38	9,81 (9)			

Analisando os resultados acima transcritos os betões dos pilares dos blocos 4 e 5 apresentam resultados de resistência à compressão superiores aos dos restantes blocos. No caso dos blocos 1,2 e 3 os valores obtidos são consideravelmente inferiores.

Nos blocos 4 e 5 verifica-se uma maior qualidade do betão do que nos restantes blocos, sendo este facto devido à maior proteção que estes possuem relativamente aos outros blocos.

Como será apresentado num próximo subcapítulo, o betão em estudo encontrava-se bastante carbonatado, facto que influencia consideravelmente os valores obtidos no ensaio de dureza superficial. No manual do equipamento é indicado que, no caso de o betão ser carbonatado, o valor de resistência à compressão obtido pode ser reduzido em mais de 40%. A regra para a redução encontra-se descrita no subcapítulo 5.2.2.

No caso em estudo, não foi efetuada nenhuma correção dos valores devido à carbonatação do betão. Esta correção poderia trazer algumas diferenças nos resultados obtidos.

6.4.2 Resistência à compressão do betão – Extração de carotes

Para um conhecimento mais profundo e exato do betão existente no edifício, procedeu-se à extração de carotes para a realização de ensaios de resistência à compressão a realizar em laboratório. Com o intuito de obter uma boa amostragem, foi retirada uma carote por piso nos 5 blocos, dando um total de 20 carotes.

Seguindo as disposições da norma NP EN 12504-1, as carotes extraídas possuíam um diâmetro de cerca de 95 mm e comprimento superior a 100 mm, sendo que posteriormente o seu comprimento é ajustado em laboratório garantindo a sua planura, Figura 6.20.

Previamente, recorrendo a um aparelho de deteção de armaduras, Ferrosan 2000, procedeu-se a localização das armaduras, para que estas não fossem cortadas quando se procedesse à extração das carotes. A realização deste ensaio encontra-se comprovada Figura 6.20.



Figura 6.20 – Extração de carotes para determinação da resistência à compressão.

Os resultados de resistência à compressão e massa volúmica obtidos em laboratório são apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão – Carotes.

Bloco	Pilar	fc (Mpa)	Massa Volúmica (Kg/m ³)
B 1-0	P 13	14,8	2170
B 2-0	P 24	15,9	2200
B 3-0	P 21	19,7	2190
B 4-0	P 4	18,3	2290
B 5-0	P 23	20,8	2250
B 1-1	P 25	9,6	2140
B 2-1	P 6	24,1	2190
B 3-1	P 7	7,3	2140
B 4-1	P 14	43,3	2360
B 5-1	P 13	36,8	2330
B 1-2	P 17	11,6	2080
B 2-2	P 24	16,8	2270
B 3-2	P 7	16,3	2210
B 4-2	P 20	10,6	2080
B 5-2	P 23	23,3	2190
B 1-3	P 5	11,6	2190
B 2-3	P 24	17	2240
B 3-3	P 23	19,4	2110
B 4-3	P 14	35,1	2240
B 5-3	P 12	33,8	2320
	Média	20	2210
	Desvio Padrão	9,865	79,238

Observando os resultados obtidos verifica-se que os pilares, que foram alvo de estudo no Bloco 1 têm um valor de resistência à compressão relativamente baixo, tendo valor médio de 11,9 MPa. Contudo, verifica-se que no Bloco 3 e 4 também se obtiveram valores de resistência muito baixos em alguns pilares ensaiados, sendo que o pilar que obteve menor de resistência à compressão pertence ao Bloco 3 no Piso1, com um valor de 7,3 MPa do pilar P7. Os valores médios da resistência à compressão de cada bloco encontram-se na Tabela 6.4

Tabela 6.4 – Valores de Resistência à compressão média de cada bloco.

	Resistência à compressão média (MPa)
Bloco 1	11,9
Bloco 2	18,5
Bloco 3	15,7
Bloco 4	26,8
Bloco 5	28,7

Relativamente à massa volúmica do betão, verifica-se que nenhum dos provetes estudados atinge o valor de referência de 2400 kg/m³, sendo que a média dos valores obtidos é de 2210 kg/m³.

Segundo a norma NP EN 13791, para a avaliação da resistência à compressão in situ recorrendo ao ensaio de carotes, o número de carotes a extrair deve ter em conta o volume de betão que se pretende estudar, sendo que o número mínimo de carotes por zona de ensaio é de 3.

Para avaliação da resistência à compressão existem duas abordagens possíveis: abordagem A, que se aplica quando estão disponíveis pelo menos 15 carotes; a abordagem B, que se aplica quando se têm entre 3 e 15 carotes. Apesar de no caso em estudo tal não ser possível, pois não é possível delimitar zonas de betonagem e pretendia-se estudar o edifício como um todo.

Abordagem A:

A resistência à compressão é o menor valor entre os obtidos a partir das equações (6.1) e (6.2):

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k_2 \times s \quad (6.1)$$

$$f_{ck, is} = f_{is, menor} + 4 \quad (6.2)$$

Em que:

- $f_{ck, is}$ - resistência à compressão in situ característica;
- $f_{m(n), is}$ - média dos resultados de n ensaios da resistência à compressão in situ;
- s é o desvio padrão dos resultados;

- k_2 toma o valor de 1,48.

Abordagem B:

A resistência à compressão é o menor valor entre os obtidos a partir das equações (6.3) e (6.4):

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \tag{6.3}$$

$$f_{ck,is} = f_{is,menor} + 4 \tag{6.4}$$

Sendo que:

- k depende do número de resultados de ensaios n , valor obtido a partir da Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Margem k associada a pequeno número de resultados de ensaio.

n	k
10 a 14	5
7 a 9	6
3 a 6	7

Resultados obtidos:

- Abordagem A

$$f_{ck,is} = 20 - 1,48 \times 9,865 = 5,4 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,is} = 7,3 + 4 = 11,3 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{ck,is} = 5,4 \text{ MPa}$$

Devido à grande dispersão de resultados, a qual é visível pelo valor elevado do desvio padrão, o valor obtido não atinge o mínimo no Quadro 1 da norma, que é de 7 e 9 MPa, para provetes cilíndricos ou cúbicos respetivamente. Desta forma, a partir desta abordagem não é possível obter uma classe de resistência característica para o betão em estudo.

- Abordagem B

Nesta abordagem optou-se por se calcular a resistência à compressão de duas formas, a primeira com os resultados obtidos por Bloco e a segunda com os resultados obtidos por Piso.

Na Tabela 6.6 é possível visualizar os valores da resistência à compressão, calculados recorrendo à abordagem B e caracterizando o betão por bloco.

Tabela 6.6 – Valores de resistência à compressão in situ e classe de resistência por bloco.

	Valor Médio ($f_{m(n),is}$)	Valor Mínimo ($f_{is,menor}$)	fck, is (6.3)	fck, is (6.4)	fck (MPa)	Classe Resistência
Bloco 1	11,9	9,6	4,9	13,6	4,9	-
Bloco 2	18,45	11,45	19,9	11,45	15,9	C 12/15
Bloco 3	15,68	7,3	8,68	11,3	8,68	C 8/10
Bloco 4	26,83	10,6	19,83	14,6	14,6	C 16/20
Bloco 5	28,68	20,8	21,68	24,8	21,68	C 25/30

Considerando os valores obtidos na Tabela 6.6, verificamos que no caso do Bloco 1 o valor de fck é muito baixo, não sendo possível caracterizar esse mesmo betão.

No que diz respeito aos restantes blocos, verifica-se que os blocos 4 e 5 apresentam valores de resistência superiores, tal como já se tinha obtido no ensaio com o esclerómetro. Para o Bloco 3 obteve-se a classe de resistência mínima existente, sendo que no ensaio com o esclerómetro foi também o bloco no qual se obteve pior resultado médio.

Na Tabela 6.7 são apresentados os valores de resistência à compressão in situ e classe de resistência obtida por piso. A abordagem por pisos efetuou-se analisar a qualidade do betão por piso, obtendo-se assim mais valores para análise.

Tabela 6.7 - Valores de resistência à compressão in situ e classe de resistência por piso.

	Valor Médio ($f_{m(n),is}$)	Valor Mínimo ($f_{is,menor}$)	fck, is (6.3)	fck, is (6.4)	fck (MPa)	Classe Resistência
Piso 0	17,9	14,8	10,9	18,8	10,9	C 12/15
Piso 1	24,22	7,3	17,22	13,6	13,6	C 16/20
Piso 2	15,72	10,6	8,72	14,6	8,72	C 8/10
Piso 3	23,38	11,6	16,38	15,6	15,6	C 16/20

Na abordagem feita por pisos, conclui-se que o piso que apresenta piores valores é o Piso 2 obtendo-se a classe de resistência característica mínima possível, um C 8/10. No que diz respeito aos restantes pisos a classe de resistência característica obtida é aproximada, sendo que para o piso 1 e 3 se obteve a mesma classe.

Correlação de valores entre o Ressonância do Esclerómetro e a resistência à compressão das Carotes

Na Figura 6.21 é possível analisar a correspondência entre os valores da resistência à compressão obtidos a partir de dois métodos de ensaio distintos, nomeadamente o ensaio de medição de dureza superficial (ressalto) e o ensaio de resistência à compressão recorrendo a carotes. Os resultados utilizados para a

elaboração do gráfico, consistem em valores obtidos com os dois ensaios num mesmo elemento. Através de uma análise dos valores obtidos é possível verificar que os valores de resistência obtidos com o esclerómetro são, por norma, superiores aos alcançados com o ensaio das carotes.

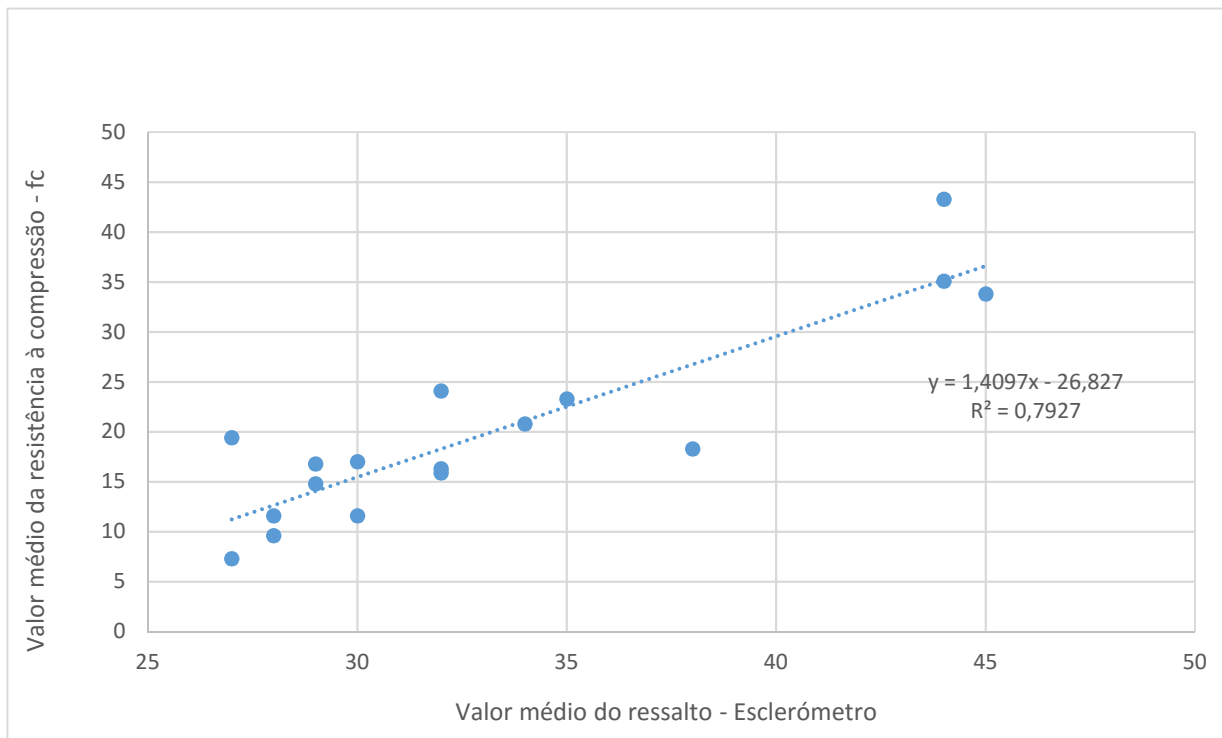


Figura 6.21 – Gráfico de correlação entre os valores de resistência à compressão entre as carotes e o valor médio do ressalto do esclerómetro.

Analisando o gráfico verificamos que existe uma correlação de resultados de cerca de 80%, sendo que os valores mantêm a mesma progressão de crescimento. Existe, contudo, uma considerável dispersão de resultados. Tal pode dever-se a vários fatores que influenciam os resultados obtidos a partir do esclerómetro, como por exemplo a profundidade de carbonatação a qual não atinge o mesmo valor em todos os pilares em análise.

6.4.3 Profundidade de carbonatação e espessura de recobrimento

No caso de estudo foram realizados 42 ensaios de medição da profundidade de carbonatação, sendo também obtidos os valores do recobrimento dos varões de armadura. A realização deste ensaio encontra-se registada na Figura 6.22. Para o efeito foram escolhidos diversos pilares que caracterizassem o melhor possível a estrutura e os diferentes cenários prováveis, tendo como base a inspeção visual realizada numa primeira fase.



Figura 6.22 – Ensaio de medição da profundidade de carbonatação e medição do recobrimento .

Na Tabela 6.8 é possível visualizar os valores médios da profundidade de carbonatação e desvio padrão associado aos resultados, por bloco e por piso.

Tabela 6.8 – Valores médios da profundidade de carbonatação por bloco e piso.

Bloco	Profundidade de Carbonatação (cm)	Desvio Padrão	Piso	Profundidade de Carbonatação (cm)	Desvio Padrão
Bloco 1	4,6	1,091	Piso 0	3,2	1,113
Bloco 2	4,8	2,398	Piso 1	4,3	2,501
Bloco 3	4,0	1,500	Piso 2	3,8	1,202
Bloco 4	2,7	1,471	Piso 3	3,8	1,439
Bloco 5	2,4	0,726			

Analisando os resultados obtidos verifica-se que o betão dos blocos 4 e 5 se encontra menos carbonatado que os restantes blocos. Tal pode dever-se ao facto de estes blocos já possuírem paredes de enchimento de alvenaria, o que proporciona proteção aos pilares, tendo assim uma menor exposição ao oxigénio.

Na análise por piso, os valores médios obtidos são mais aproximados ou até iguais, como nos piso 2 e 3. O piso que apresenta maior valor médio de profundidade de carbonatação é piso 1, e o que apresenta um valor médio menor é o piso 0. Esta diferença pode também dever-se à menor exposição dos elementos estruturais no piso 0, dada a existência de uma parede de contenção ao longo de toda a fachada principal.

O pilar em que se obteve maior valor de profundidade de carbonatação, de 6,5 cm, foi o P7 no piso 1 do bloco 3, sendo este um pilar interior. Nos blocos 4 e 5 registaram-se em vários pilares os menores valores de profundidade de carbonatação, estando estes na ordem de 1,5 cm.

Na Tabela 6.9 estão expostos os valores médios do recobrimento da armadura por bloco e por piso, utilizando para o ensaio o equipamento FerroScan PS 200, esquema na Figura 6.23

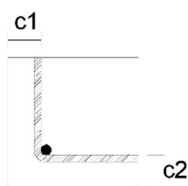


Figura 6.23 – Esquema de recobrimento.

Tabela 6.9 - Valores médios do recobrimento da armadura por bloco e piso.

Bloco	Recobrimento		Piso	Recobrimento	
	c1 (cm)	c2 (cm)		c1 (cm)	c2 (cm)
Bloco 1	3,4	3,3	Piso 0	3,5	3,5
Bloco 2	3,5	4,0	Piso 1	3,8	3,9
Bloco 3	4,1	3,2	Piso 2	4,0	3,3
Bloco 4	3,9	3,8	Piso 3	3,8	3,7
Bloco 5	2,4	3,9			

Os valores de recobrimento medidos indicam que existiu uma falta de cuidado no posicionamento da armadura. O recobrimento médio total foi de 3,73 cm, com um desvio padrão de 1,1 cm.

Comparando os valores médios da profundidade de carbonatação e o recobrimento é possível dizer que nos blocos 1 e 2, a armadura se encontra em betão carbonatado, estando assim em ambiente mais propício à corrosão. O processo de despassivação da armadura encontra-se descrito no subcapítulo 2.2.1. A mesma conclusão não é obtida através da abordagem por pisos, em que os valores médios de recobrimento são aceitáveis.

Contudo, numa análise aos valores obtidos em cada pilar (tabela do Anexo II), verifica-se que sensivelmente metade dos varões se encontra em zona carbonatada, isto é, a profundidade de carbonatação excede o valor do recobrimento. Nos casos em que isso acontece, a célula da tabela em anexo está preenchida a vermelho, sendo que os varões em causa pertencem aos blocos 1, 2 e 3.

6.5 AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO

6.5.1 Interpretação de resultados

Numa observação geral podemos constatar que os elementos pertencentes aos blocos 1, 2 e 3, apresentam um nível de degradação superior ao dos blocos 4 e 5. Este aspeto pode ser influenciado pelo

maior nível de exposição dos três primeiros blocos, já que no 4 e 5 as paredes de alvenaria já se encontravam executadas, permitindo uma menor exposição dos seus elementos.

Observa-se que um elevado número de elementos dos blocos 1, 2 e 3 têm a sua armadura corroída, com perda de secção da armadura associada. Nos casos em que tal não se verifica, estão reunidas as condições necessárias para o seu desenvolvimento. Este facto foi comprovado pelo ensaio de determinação da profundidade de carbonatação, no qual foi possível verificar que na maior dos pilares analisados, dos blocos 1,2 e 3, a despassivação da armadura já aconteceu.

Os resultados obtidos nos ensaios para determinação da resistência à compressão permitiram concluir que, em alguns elementos analisados, o betão é de fraca qualidade, sendo que em alguns casos nem foi possível inseri-lo numa classe de resistência. Com a inspeção visual foi possível verificar que a qualidade do betão era bastante distinta entre os vários elementos construtivos. De todos os blocos destacaram-se o bloco 4 e 5 como tendo um betão, aparentemente, em melhores condições. Esta observação é corroborada pelos resultados obtidos nos ensaios.

Observa-se, ainda, que os pilares dos blocos 1, 2 e 3 que compõem a fachada posterior, apresentam uma maior degradação do que os pilares da fachada principal e, também, que os interiores. Este aspeto pode dever-se à maior exposição a agentes agressores, assim como exposição as intempéries.

6.5.2 Estado de conservação

Os estados de conservação foram avaliados consoante a classificação referida no subcapítulo 3.4. A classificação foi efetuada por elemento construtivo, encontrando-se essa informação disponível nos mapas de anomalias que constam em anexo.

De uma forma geral verifica-se que:

- Os pilares e vigas que apresentam danos foram classificados com um estado de conservação EC3 e EC4. Os elementos dos blocos 1,2 e 3 apresentam maior número de anomalias, existindo muitos casos de delaminação extensa do betão e corrosão da armadura, com perda da secção;
- Os lanços de escadas existentes enquadram-se num estado EC4, apresentando a grande maioria um estado de conservação muito mau. Contudo, existem algumas exceções com EC3. Além dos danos observados, as escadas foram mal-executadas, não tendo sido construídas as vigas de apoio intermédio para os patamares. Também a ligação entre os patamares e os pilares é insuficiente ou, em alguns casos, inexistente, podendo esta situação ser visualizada na Figura 6.24.



Figura 6.24 – Ligação entre patamar de escadas e pilar adjacente.

- As consolas encontram-se todas em mau estado, sendo que a generalidade apresenta armadura à vista e corrosão da mesma. Desta forma as consolas foram classificadas como EC4. A nível estrutural é ainda verificada outra deficiência, dado que não foram executados os contrabalanços das mesmas das consolas, situação que se encontrava acautelada em projeto;
- Os danos observáveis nas lajes aligeiradas são mais pontuais, sendo que quando detetados foram classificados como um EC4, sendo a anomalia verificada associada às vigotas pré-esforçadas. Contudo, existem zonas de lajes aligeiradas classificadas como EC5, devendo-se isto ao facto de as vigotas se encontrarem próximas da rotura na zona de ligação da laje à viga de apoio. Este último caso foi observado no piso 1 do bloco 4, e no piso 0 do Bloco 5, blocos que, por sinal, obtiveram os melhores resultados em termos de ensaios.

De uma forma geral, o edifício em estudo apresenta elementos com danos importantes, os quais deveriam ser alvo de uma intervenção de reabilitação e reforço imediata. O elevado estado de degradação verificado em grande parte dos elementos construtivos deve-se, em grande parte, à elevada exposição dos mesmos. De facto, estes elementos encontram-se expostos nestas condições de exposição há cerca de 15 anos, altura na qual a construção dos blocos foi interrompida.

Acrescem ainda diversos erros de execução, os quais, em condições normais, já condicionariam a durabilidade da estrutura. Destes erros destacam-se: a má vibração do betão, o que aumenta a sua porosidade e a possibilidade de carbonatação; juntas de betonagem deficientes, o que cria desalinhamento e, conseqüentemente, excentricidades não previstas; recobrimento insuficiente, o qual leva a uma maior exposição das armaduras; heterogeneidade do betão, indicando diferentes capacidades resistentes entre os elementos.

6.6 SUGESTÕES DE REPARAÇÃO

Por forma a evitar custos elevados, deve tentar-se que a intervenção seja pouco intrusiva. No entanto, é necessário ter cuidado com a elevada degradação de alguns elementos estruturais. Conforme referido anteriormente, os blocos 1, 2 e 3 apresentam uma maior degradação do betão, estando este muito carbonatado.

Neste edifício existe um grande número de elementos estruturais que apresentam delaminação do betão e armadura corroída. Para além disto, uma grande parte do betão encontra-se carbonatado, possibilitando a corrosão da armadura que pode não se encontrar visível. Para recuperar estes elementos deve retirar-se o betão delaminado e o betão carbonatado. Com isto a armadura fica visível, devendo efetuar-se a sua limpeza e aplicação de proteção anti corrosão. De seguida devem ser betonadas as zonas afetadas, garantindo que o recobrimento é bom e que a qualidade do betão é também a indicada. No caso de perdas de secção de armadura significativas, deve ser estudada a necessidade de reforço.

Em zonas com armadura à vista, o procedimento é semelhante ao anterior, sendo que a betonagem deverá prever um aumento de secção do elemento estrutural. Isto porque a armadura deve ter garantida a sua camada de recobrimento.

As lajes aligeiradas que têm a armadura das vigotas visíveis devem ser alvo de intervenção rápida para evitar que a anomalia tome proporções graves. Para tal deve proteger-se a armadura com um produto anti corrosão, devendo depois ser efetuado um recobrimento com betão.

No bloco 2 deverá ser executado o pilar P9, o qual se encontra em falta. Desta forma melhora-se o apoio das vigas superiores. Nesta zona dá-se a ligação de duas vigas diferentes.

Nos blocos 1, 2 e 3 é verificada uma elevada degradação dos elementos da fachada posterior, bem como uma elevada profundidade de carbonatação (5 a 8 cm). Desta forma, os trabalhos de reparação seriam demasiado extensos, não sendo assim justificada a recuperação dos elementos.

Nos blocos 4 e 5 verifica-se a existência de lajes aligeiradas com graves problemas estruturais. Neste caso, estas apresentam vigotas partidas junto às vigas de apoio. Tal acontece na laje LP1 do piso 1 do bloco 4, junto ao pilar P20, e na laje LP1 do piso 0 do bloco 5. Estas zonas foram classificadas como EC5 e estão demarcadas a vermelho nos mapas de anomalias presentes em anexo.

Uma medida comum a todos os blocos é a demolição de todos os lanços de escadas, uma vez que os apoios dos mesmos não se encontram executados corretamente. Contudo, podem ser analisadas soluções de reforço, as quais podem passar pela execução de vigas de apoio intermédio. Também todas as consolas devem ser demolidas, dada a inexistência de contrabalanço.

Uma análise de viabilidade económica seria fundamental no processo de decisão. Uma vez que o edifício se encontra desocupado e três do cinco blocos têm a estrutura à vista, a demolição de alguns elementos poderia ser a solução que apresenta melhores garantias. Optando-se por soluções de reforço teria-se uma maior garantia ao nível da durabilidade e execução.

Se pelo contrario se opta-se por soluções de reparação, devido ao profundo estado de degradação de alguns elementos poderia não ser viável, pois perderia-se uma grande parte dos elementos, envolvendo técnicas e produtos de reparação complexos. Desta forma, a reparação poderia acarretar mais custos do que optar-se por uma solução de demolição e construção de novos elementos.

De uma forma geral, o edifício poderia ser classificado com um estado de conservação EC3, mas muito próximo do EC4, tal facto deve-se a existência de diversos elementos estruturais que necessitam de intervenção a curto prazo, principalmente nos três primeiros blocos, os quais apresentam maior degradação e betão de fraca qualidade.

7 CONCLUSÃO

7.1 CONCLUSÕES FINAIS

Após a realização deste trabalho de dissertação, alguns aspetos relativos à inspeção e manutenção de edifícios tornaram-se claros. A legislação é insuficiente, sendo que deveriam ser desenvolvidas normas europeias que aprofundassem o tema e que abrangessem todos os tipos de construção e de materiais constituintes. Atualmente, as normas existentes são mais vocacionadas para a realização de novas estruturas, nem sempre adequadas à análise de edifícios existentes. Este aspeto assume maior relevância devido ao facto de existirem muitos edifícios degradados e que necessitam de ser recuperados.

Também foi possível verificar o impacto positivo que a manutenção dos edifícios existentes teria. De facto, com uma boa estratégia de manutenção é possível tratar as anomalias antes que estas se desenvolvam e se tornem graves. No entanto, não é muito corrente que seja efetuada uma manutenção correta aos edifícios. Deste modo, deveria existir alguma regulamentação ou manual de boas práticas relativo à manutenção de edifícios.

A compreensão dos mecanismos responsáveis pela degradação dos edifícios de betão armado é muito importante para a determinação das causas das anomalias detetadas. Desta forma, é possível aplicar as medidas corretivas mais adequadas, prevenindo também o reaparecimento da mesma anomalia. Por esta razão, teve grande importância a elaboração de uma listagem de anomalias, aqui apresentada, de uma forma exaustiva.

Os ensaios de diagnóstico realizados aquando de uma inspeção são bastante importantes, dado que reduzem a subjetividade da análise visual, ajudando a compreender o estado dos materiais. Estes ensaios devem ser combinados para que os resultados obtidos permitam uma análise global da estrutura. Permite também a realização de uma comparação de resultados.

O caso de estudo permitiu verificar os procedimentos de inspeção, consolidando conhecimentos e permitindo a exposição dos mesmos nesta dissertação.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por forma a facilitar a organização de informação obtida aquando da inspeção e também o acesso à mesma, poderia ser utilizado o modelo BIM. Relativamente à manutenção futura do edifício, este modelo traria também vantagens, sendo fácil verificar o histórico anterior do edifício. Desta forma é mais fácil deduzir quais as patologias com maior probabilidade de aparecimento.

Também a correlação entre ensaios poderia ser estudada, por forma a obter uma análise otimizada. Isto traria vantagens relativas à compreensão do estado geral do edifício.

Para além das anteriores, poderá também ser efetuada uma análise estrutural, incluindo uma modelação da estrutura, a qual deveria ser acompanhada de ensaios complementares, como por exemplo um ensaio dinâmico para obtenção dos modos de vibração da estrutura. Esta análise seria importante no caso de serem necessárias soluções de reforço.

Desenvolvimento de um plano de manutenção e monitorização de edifícios, para tentar obter um conjunto de práticas aplicáveis em todos os casos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, Domingos - Técnicas de Diagnóstico Utilizadas em Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012. Tese de Mestrado

ALBERGARIA, Bruno - Inspeção e reabilitação de estrutura de betão armado. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2013, Tese de Mestrado

AMARAL, Sara - Inspeção e diagnóstico de edifícios recentes. Estudo de um caso real. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2013, Tese de Mestrado

ARAÚJO, A. et al. - Manual de Inspeção de Patologia Exterior de Construções Edificadas em Portugal no Período de 1970 a 1995. Lisboa: Relatório ICIST DTC, 2008, Relatório técnico

ARAÚJO, António - Quadros orientadores para o diagnóstico de patologias em estruturas. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2003. Slides

Assessing the strength of reinforced concrete structures through Ultrasonic Pulse Velocity and Schmidt Rebound Hammer tests. Vol 6(1) (4 Janeiro 2011). Málasia: Scientific Research and Essays, 2011. ISSN 1992-2248

BONALDO, Everaldo, et al. - Bond characterization between concrete substrate and repairing SFRC using pull-off testing. Guimarães: Universidade do Minho, 2005, Relatório técnico

BRITO, Jorge - Sistemas de Inspeção e diagnóstico de edifícios. Porto: 3º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, Patorreb, 2009. Artigo

BS 1881: Part 124: 1988. Methods for analysis of hardened concrete. British Standards Institution ISBN 0 680 16617 1

BS 1881: Part 203: 1986. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. British Standards Institution ISBN 0580 152162

BS 1881: Part 207: 1992. Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests. British Standards Institution. ISBN 0 580 20365 4

- BUNGEY, Jonh et al. - Testing of Concrete in Structures. 4th Edition. Oxon: Taylor & Francis, 2006, ISBN 978-0-415-26301-6
- CÓIAS, Vítor - Inspeção e ensaios na reabilitação de edifícios. 2ª Edição. Lisboa: IST Press, 2009. ISBN 978-972-8469-53-5
- CORDEIRO, Isabel - Manual de Inspeção e Manutenção da Edificação. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2011, Tese de Mestrado
- CORREIA, Sérgio - Catálogo de técnicas de diagnóstico em elementos estruturais de edifícios correntes em betão armado. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2014, Tese de Mestrado
- COSTA, António – Mecanismo de Deterioração em Estruturas de Betão Armado, Módulo 2: Anomalias e mecanismos de deterioração. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1999. Apontamentos
- COSTA, António - PATOLOGIA DO BETÃO ARMADO - Anomalias e Mecanismos de Deterioração. Lisboa: Instituto Superior Técnico. Slides
- COSTA, António - Reabilitação e Reforço de Estruturas - Aula 7.1: Corrosão do aço e deterioração do betão. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2012. Slides
- CUNHA, Paulo - Conformidade da Resistência à Compressão do Betão. Guimarães: Universidade do Minho, 2011, Tese de Doutoramento
- COUTINHO, Joana – Durabilidade. Ataque por sulfatos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001, Apontamentos
- D'ARMAS, Duarte – Livro das fortalezas, 1510, com introdução de Manuel da Silva Castelo Branco. Arquivo Nacional de Tompo. Lisboa: Edições Inapa, 1997
- DALY, Albert et al. - DURATINET Technical Guide - Maintenance and Repair of Transport Infrastructure. 1st Edition. Lisboa: LNEC, 2012. ISBN 978-972-49-2237-9 Vol. 3
- Decreto – Lei nº 156/2015. D.R. 1 Série. 154 (2015-08-10)
- DENNIS, Jr., B.G. (Edit) – American Civil Engineering History. The Pioneer Years. ASCE, Reston, Virginia, 2003
- ELLSWORTH, Douglas; GINNADO, Keith - Guide for visual Inspection of structural concrete building components. USACERL, 1991. Relatório
- EVANGELISTA, Ana - Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios destrutivos. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002, Tese de Mestrado
- FALLÉ, José - Identificação de problemas e soluções em betão e argamassas hidráulicas. Porto: Universidade Fernando Pessoa, 2012, Tese de Mestrado

- FERNANDES, L. et al. - Determinação da Resistência à Compressão do Betão através de Ensaios de Carotes não Normalizados. Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012, Porto, 2012, Artigo
- FERREIRA, Joana - Técnicas de Diagnóstico de Patologias em Edifícios. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de Mestrado
- FERREIRA, Rui - Avaliação dos Ensaios de Durabilidade do Betão. Guimarães: Universidade do Minho, 2000, Tese de Mestrado
- FLORES, Inês; Aleixo, Joana, et al. - Anomalias em Betão Armado e Pré-esforçado. Lisboa: IST
- FONTE, Nádia - Inspeção Técnica de edifícios existentes (ITE). Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012, Tese de Mestrado
- GLIŠIÆ, Branko et al. - Structural Monitoring of Concrete Structures. Itália: Third World Conference on Structural Control, 2002. Artigo Conferência
- GOMES, João Paulo et al. - Técnicas de Inspeção e Avaliação de Estruturas de Betão. Covilhã: Universidade da Beira Interior. Artigo
- GOUVEIA, João - Degradação do betão por fenómenos de carbonatação: consequências nas armaduras das edificações após anos 50 Cidade de Lisboa. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010, Tese de Mestrado
- HOLICHY, Milan et al. - Basics for assessment of existing structures. 1ª edição. Republica Checa: Czech Technical University in Prague, 2013. ISBN 978-80-01-05420-8
- INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY - Guidebook on non-destructive testing of concrete structures. TRAINING COURSE SERIES No. 17 (2002), ISSN 1018-5518
- ISO 13822. 2010, Bases for design of structures - Assessment of existing structures. Genebra, 44 p.
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE) - Standard Specifications for concrete structures - 2007 "Maintenance". Japão. ISBN 978-80-01-05420-8
- JCSS Joint Committee on Structural safety - Assessment of Existing Structures, 2003
- JORGE, André - Ferramentas de Apoio para a Decisão do Nível de Intervenção em Edifícios. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2015, Tese de Mestrado
- JÚLIO, E. S. - Avaliação in situ da resistência à compressão do betão. 2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação
- LANZINHA, João - Inspeção técnica de edifícios antigos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014, Tese de Mestrado

LANZINHA, João - Inspeção técnica de edifícios antigos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014, Tese de Mestrado

LIMA, Carla - Análise de anomalias - Métodos Simplificados. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009, Tese de Mestrado

LOPES, Ana - Avaliação da variabilidade da técnica de ensaio pull-off na medição da resistência de aderência à tração em revestimentos de ladrilhos cerâmicos e argamassas. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2012 Tese de Mestrado

LOPES, Luciana – Modelagem mecânica e numérica da reação álcali-agregado com aplicação a barragens de concreto. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004, Tese de Mestrado

MACCHI, G. – Inspection Methods and Technologies. ISMES. Bergamo, 1997

MAIA, João - Contributo para a sistematização das inspeções técnicas, na conservação e reabilitação de edificações. Tomar: Escola Superior de Tecnologia de Tomar, 2014, Tese de Mestrado

MALHOTRA, V. M.; Carino, N. J. - Handbook on Nondestructive Testinh of Concrete. 2ª Edição. Florida: CRC Press LLC, 2004, ISBN 0-8031-2099-0

MEDAS, Leonel - Inspeção, Diagnóstico e Reparação de Estruturas de Betão Armado. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2013, Tese de Mestrado

MENDES, Nuno - Avaliação do ensaio de pull-out na estimativa da resistência à compressão do betão em idades jovens. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2012, Tese de Mestrado

MIHASHI, Hirozo - JCI Guidelines for Assessment of existing concrete structures. Japão: Third International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, 2013, Artigo

MONTEIRO, André; MARTINS, João Poças - Building information modeling - Funcionalidades e aplicação. Porto: 2º Forum Internacional de Gestão da Construção – GESCON 2011: Sistemas de Informação na Construção. Editadas pela Secção de Construções Civas, 2011, Artigo

MORAES, Mayara - Patologias em Estruturas de Concreto Armado. Goiás: Pontifícia Universidade Católica de Goiás. Slides

NEPOMUCENO, Miguel - Ensaio não destrutivos em betão autocompactável. Porto: IV Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável – BAC2015, 2015, Artigo

NEPOMUCENO, Miguel - Ensaio não destrutivos em betão. Covilhã: Universidade da Beira Interior, 1999, Provas de Aptidão Pedagógica e Capacidade Científica

NEVILLE, A. M. – Properties of concrete. Fourth Edition. Longman Group Limited. England, 1996, ISBN 978-0-273-75580-7

- NP EN 206-1, 2007. Betão Parte1: Especificação, desempenho, produção e conformidade Lisboa: IPQ. 84p.
- NP EN 1504-1. 2006, Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 1: Definições. Lisboa: IPQ. 12p.
- NP EN 12390-3. 2003, Ensaio do betão endurecido Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio. Lisboa: IPQ. 20p.
- NP EN 12504-1: 2003, Ensaio do betão nas estruturas Parte 1: Carotes, Extração, exame e ensaio à compressão. Lisboa: IPQ. 12p.
- NP EN 12504-2: 2003, Ensaio do betão nas estruturas Parte 2: Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico. Lisboa: IPQ. 8p.
- NP EN 12504-3:2007 Parte3: Determinação da força de arranque. Lisboa: IPQ. 13p.
- NP EN 12504-4:2007 Parte4: Determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons. Lisboa: IPQ. 18p.
- NP EN 13791. 2008, Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos fabricados. Lisboa: IPQ. 32 p.
- PEREIRA, Manuel - Anomalias em Paredes de Alvenaria sem função estruturas. Guimarães: Universidade do Minho, 2005, Tese de Mestrado
- Portaria n.º 1192-B de 2006 de 3/11 - Série I nº 212 (MAEC)
- REIS, Maria João - Inspeção e proposta de reabilitação de edifícios de alvenaria de pedra. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011, Tese de Mestrado
- RIBEIRO, João - Aplicação de ultrassons na caracterização de estruturas de betão. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2013, Tese de Mestrado
- RODRIGUES, Carlos – Apontamentos da disciplina de Inspeção e Reforço de Estruturas. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto. 2015/2016
- ROSEIRO, Joana - Causas, anomalias e soluções de reabilitação estrutural de edifícios antigos- Estudo de casos. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2012, Tese de Mestrado
- RUCKER, Prof. Dr. W et al. - F08a - Guideline for the Assessment of Existing Structures. Berlin: SAMCO, 2006, Relatório
- SAMPAIO, Célia - Caracterização do betão através de técnicas não destrutivas. Porto: Faculdade de engenharia da Universidade do Porto, 2010, Tese de Mestrado
- SANTOS SILVA, A. et al. - Estruturas de betão: Técnicas de inspeção e diagnóstico. Lisboa: Seminário DURATINET, 2012, Artigo

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

SANTOS, Aleíson - Corrosão de armadura em estruturas de concreto armado devido a carbonatação. Revista Especialize On-line IPOG, 2015, ISSN 2179-5568

SILVA, Paula - Resistividade Elétrica e o controlo de qualidade de betão. Guimarães: Universidade de Minho, 2011. Tese de Mestrado

SIMÕES, Diogo - Manutenção de edifícios apoiada no modelo BIM. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2013, Tese de Mestrado

SOUSA, Hipólito et al. - Reabilitação do Mercado do Bom Sucesso no Porto. Porto: Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012, 2012. Artigo

TAUPIN, L. – L'Architeche: Observer et comprendre pour conserver. ISMES, Bergamo, 1997

VALENÇA, Jónatas - Monitorização do estado de conservação de estruturas em betão por processamento de imagem e análise multiespectral, Coimbra: Universidade de Coimbra, 2011, Tese de Doutoramento

GERMANN INSTRUMENTS - Germann Instruments. (14/05/2016). Disponível na internet <URL <http://germann.org/>>

PROCEQ – Proceq (10/05/2016). Disponível na internet <URL <http://www.proceq.com/po/home-usa.html?setpqr=1&pqr=17>>

ANEXOS

ANEXO I – MANUAIS DE EQUIPAMENTOS

- Ensaio de tração direta – Pull-Off
- Ensaio de Ultrasson – Tico
- Ensaio de Resistividade – Resipod Proceq
- Detetor de armaduras – Profoscope
- Detetor de armadura – FerroScan PS200S
- Ensaio de Ultrassons – Pundit Lab

ANEXO II – TABELAS DE RESULTADOS ENSAIOS DO CASO DE ESTUDO

ANEXO III – PLANTAS ESTRUTURAIS

ANEXO IV – MAPAS DE ANOMALIAS

Norma: BS 1881: Part 207:1992

Aplicações:

Determinação da resistência do betão:

- Tração;
- Compressão (empiricamente).



Procedimento de ensaio:

- 1.) Os locais a ensaiar devem estar afastados entre si por pelo menos 200 mm e afastados dos bordos do elemento pelo menos 100 mm. Deve ainda ter-se em conta a localização das armaduras de forma a que estas estejam fora da superfície cónica de rotura e que a espessura mínima do betão deve ser de 100 mm;
- 2.) Execução de corte perpendicular à superfície do material com seção circular (de 20 a 50 mm de diâmetro) através da caroteadora. A profundidade de entalhe deve ser a suficiente para ultrapassar os planos de ligação dos materiais (opcional);
- 3.) A superfície deve ser regularizada recorrendo a uma lixa grossa, e no final retirada a poeira com acetona;
- 4.) Colagem com cola (aconselhável deixar secar durante 24 horas) de uma peça metálica (discos de aço e alumínio de 50 e 20 mm) de ensaio ao provete, aplicando pressão moderada;
- 5.) Colocação do aparelho, de modo a que a garra fique fixa à peça metálica, sendo necessário colocar o indicador de escala em zero;
- 6.) Aplicação gradual de força de arrancamento, através do volante de tensão do aparelho de ensaio, enquanto se observa na escala o incremento de força até à rotura do provete;
- 7.) Registrar valor da força aquando do arrancamento do provete.

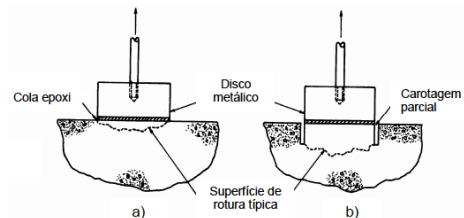


Figura 1 - Ensaio de Tração direta

$$f_t = \frac{F}{A}$$

em que:

f_t – Tensão de rotura à tração (MPa);

F – Força de rotura (kN);

A – Área da seção transversal do disco ou carote(mm²).

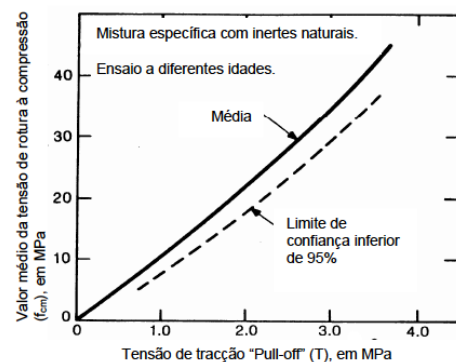


Figura 2 - Correlação entre a tensão de tração "Pull Off" e resistência à compressão em cubos (Neponucemo,1999)

Nota: São necessárias 6 leituras para caracterizar uma localização; um ensaio é considerado inválido se houver indícios de rotura por aderência entre disco e cola ou entre cola e betão.

Aplicações:

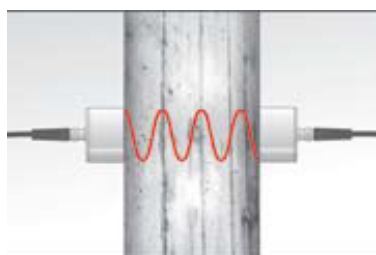
O ensaio de ultrassons é utilizado para obter:

- Delaminação / heterogeneidade: deteção, caracterização;
- Fendas, fissuras e juntas: deteção, medição e monitorização;
- Observação de anomalias;
- Propriedades mecânicas: avaliação.



Procedimento de ensaio:

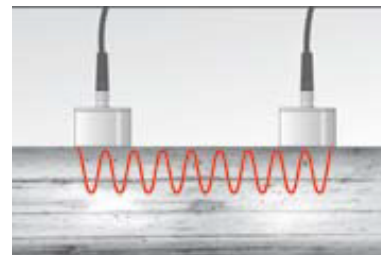
- 1.) Calibração do equipamento efetuando uma medição à barra de calibração fornecida com o mesmo;
- 2.) Existem três métodos possíveis para realizar o ensaio:



1) Transmissão Direta



2) Transmissão Semi direta



3) Transmissão Indireta

- 3.) A escolha do método de ensaio deve ter em conta a finalidade do ensaio, assim como impossibilidade de colocação dos transdutores. Os métodos direto e semi direto são aplicados para avaliar características resistência mecânica e homogeneidade, sendo que o método semi direto só deve ser aplicado quando existe a impossibilidade de colocar os transdutores segundo o método direto. O método indireto tem a finalidade de determinar a profundidade de fissuras;
- 4.) Os ensaios devem ser efetuados em superfícies lisas e deve ser assegurado um contacto entre os transdutores e a superfície devendo assim ser aplicado uma massa de contato para esse fim;
- 5.) O equipamento possui várias opções de leitura e configuração:
 - a. **"Distance"** – mede a distância entre transdutores, inserida pelo utilizador;
 - b. **"Reboundvalue R"** – fator de correlação que depende do tipo de cimento, número de ressalto do esclerómetro e a velocidade de propagação, permite calcular a resistência do betão;
 - c. **"Correction factor"** - fator de correção introduzido para diminuir erros associados a fatores que influenciam a velocidade de propagação, como por exemplo a temperatura;
 - d. **"Test No."** - o número é aumentado automaticamente após cada medição;

- Distance
- Reboundvalue R
- Correction Factor
- Test No.
- Basic Setups
- Language
- Crack Depth
- Surface Velocity
- Automatic Storing
- Data Output
- Select by ↑↓
- Start by START
- End by END

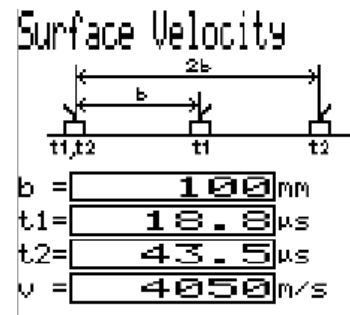
- e. **“Basic Setups”** – permite a escolha das unidades de comprimento e força, assim como a calibração;
- f. **“Language”** - escolha do idioma;
- g. **“Surface Velocity”** - permite obter a velocidade de propagação utilizando o método indireto, sendo necessário executar várias leituras como recomendado pelas normas.

Medição direta e semidirecta:

- 1) Determinar a distância entre os dois pontos;
- 2) Definir a distância no Menu e de seguida pressionar a tecla “End”;
- 3) Aplicar massa de contato nos transdutores, colocar os transdutores nas posições pretendidas e pressioná-los contra a superfície;
- 4) De seguida pressionar a tecla “Start”, quando o sinal permanece estável é emitido um sinal sonoro, surgindo assim a velocidade de propagação;
- 5) Pressionando a tecla “Store” a velocidade pode ser armazenada.

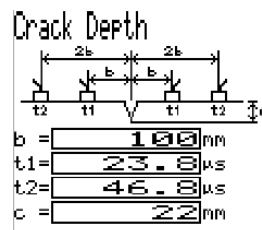
Medição indireta - Velocidade de propagação:

- 1) Medir distâncias b e $2b$ sobre o objeto de teste e identificá-las (b não pode ser superior a 250 mm)
- 2) Definir distância de entrada b na unidade com as teclas $\uparrow \downarrow \leftarrow \rightarrow$.
- 3) Pressione o botão "Start": a distância é apresentada em b na imagem de medição, enquanto os pulsos sonoros são emitidos;
- 4) Pressionar os transdutores contra o objeto tendo em conta a medida b . Assim que se verifica que o valor medido é estável por 3 segundos, um aviso sonoro é emitido e o tempo de transmissão é exibido no t_1 ;
- 5) Com a tecla "Store" pressionada, o valor é armazenado e a unidade é mudada para a t_2 para a nova medição;
- 6) Coloque os transdutores a uma distância $2b$. Depois de uma exibição estável durante 3 segundos, um sinal sonoro é emitido, após o qual a tecla "Store" pode ser pressionada;
- 7) A velocidade de propagação surge em “v”.



Profundidade de fissuras:

Procedimento de leitura igual ao processo para medição da velocidade de propagação, descrito anteriormente, com a diferença que a grandeza obtida é a profundidade da fissura que surge em “c”.



Notas:

- Os transdutores devem ser pressionados contra a superfície, garantindo que os vazios existentes no betão sejam preenchidos pela massa de contacto, a camada deve ser fina e bem distribuída;
- A distância b não pode ser superior a 125 mm;
- No método semidirecto a distância de percurso é medida entre os centros das faces dos transdutores;

- O tempo t2 tem de ser duas vezes inferior a t1, caso contrário não foi medida nenhuma profundidade de fissura;
- Se existir incerteza em relação à medição efetuada, deve ser efetuada nova leitura voltando a pressionar a tecla "Start";
- A profundidade de fissuras só pode ser medida em fendas que estão em ângulo reto com a superfície.

Tabela 1 - Qualidade o betão em função da velocidade de propagação dos ultrassons (Cóias, 2009)

Velocidade (m/s)	Qualidade do betão
> 4500	Excelente
3500 a 4500	Bom
3000 a 3500	Regular
2000 a 3000	Medíocre
< 2000	Mau

Tabela 2- Módulo de elasticidade e velocidade de propagação de ultrassons (Neponucemo,1999)

Velocidade (m/s)	Módulo de elasticidade (MN/m ²)
3600	13000
3800	14000
4000	18000
4200	22000
4400	27000
4600	34000
4800	43000
5000	52000

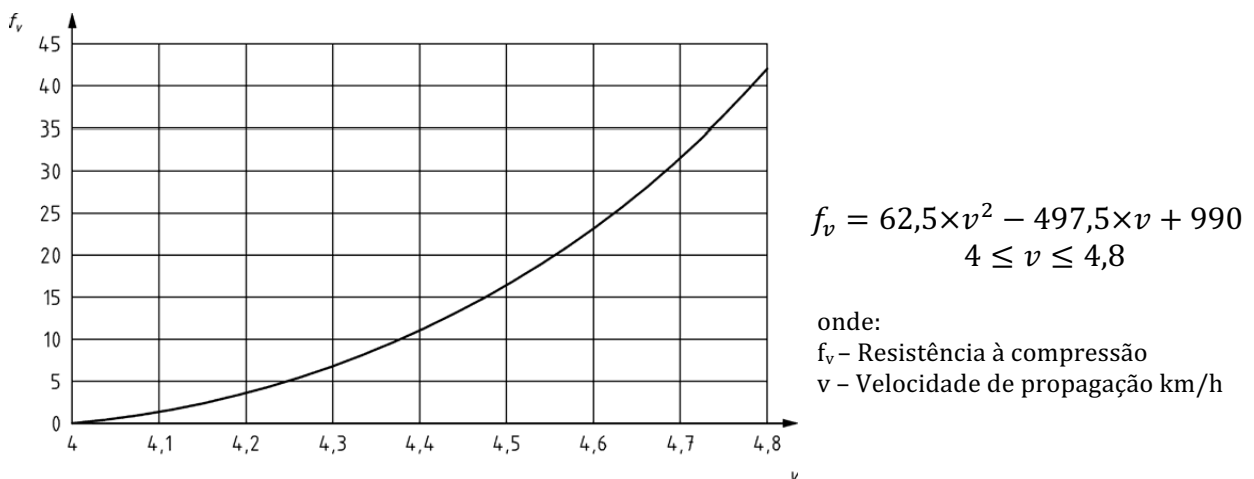


Figura 3 - Curva de base para correlação entre velocidade de ultrassons e a resistência à compressão, equação da curva (EN 13791, 2008)

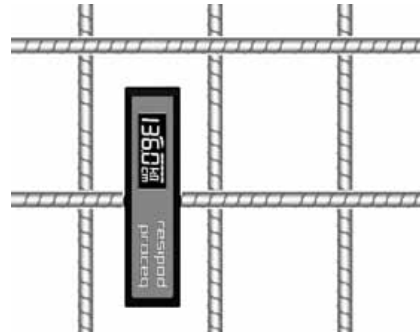
Aplicação:

- Avaliar a uniformidade do betão;
- Avaliar o risco de corrosão da armadura.



Procedimento de ensaio:

- 1.) Previamente é necessário efetuar a deteção das armaduras, pois a medição deve ser efetuada como representado nas seguintes figuras:



- 1.) Pré-molhagem da superfície durante aproximadamente 40 minutos, recorrendo a panos húmidos para melhores resultados;
- 2.) A leitura é obtida pressionando as sondas contra a superfície em estudo;
- 3.) Essa leitura poderá ser mantida no visor, pressionando a tecla superior do equipamento. Se se pretende gravar essa mesma leitura, bastará pressionar a tecla inferior;
- 4.) Pressionando novamente o botão superior, o Resipod fica apto a realizar nova medição;
- 5.) Se as armaduras se encontrarem muito próximas, é aconselhável efetuar várias medições no mesmo local, movendo as sondas alguns milímetros entre medições, deverão ser executadas 5 medições, sendo que o valor final será a média entre as 5;

Resistividade do Betão	Probabilidade de corrosão
$\rho > 20 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Desprezível
10 a 20 $\text{k}\Omega\cdot\text{cm}$	Baixa
5 a 10 $\text{k}\Omega\cdot\text{cm}$	Alta
$\rho < 5 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Muito alta

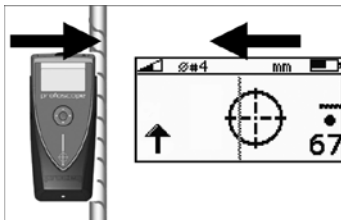
Tabela - Valor de referência para avaliação da resistividade do betão (IAEA,2002)

Procedimento de ensaio:

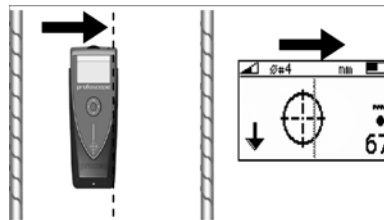
- 1.) Executar um "Reset", para correção de flutuações e mitigação de erros associados às medições. O botão de Reset encontra-se na lateral direita do equipamento;



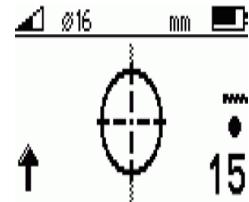
- 2.) Para localização da armadura, coloca-se o Profoscope na superfície de teste e movimenta-se o mesmo lentamente na direção escolhida. Consoante a direção das armaduras o equipamento reage de forma diferente:



a) Aproximação de uma armadura




b) Aproximação do ponto médio

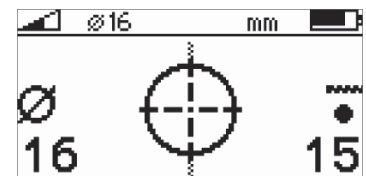


c) Armadura localizada, LED inferior liga-se

- 3.) Para obter a espessura do recobrimento, tem de se garantir que a linha central do Profoscope está posicionada diretamente sobre a armadura e lê-se a profundidade da camada;
- 4.) Para medição do diâmetro da armadura é necessário fazer o mapeamento prévio da localização das mesmas. Para mitigar o erro, a medição do diâmetro deve ser efetuada no varão que apresenta um maior espaçamento relativamente aos varões adjacentes. O espaçamento verificado deve ser no mínimo 150 mm, o que, no caso de esta condição não se verificar, implica um novo mapeamento até se encontrar um varão nessas condições.



Obtém-se o diâmetro do varão posicionando a linha central do Profoscope sobre armadura e premi-se a tecla , posicionado no lado esquerdo do equipamento;



Procedimento de ensaio:

1.) Teclado:



1- *Teclas de setas* - para deslocar entre opções ou valores;

2- *Tecla de seleção* - para confirmar seleção;

3- *Tecla Ligar/Desligar* - Ligar ou desligar equipamento;

4- *Tecla cancelamento* - para interromper uma medição, retroceder no menu ou cancelar uma introdução;

5- *Tecla de registo* - para iniciar /cancelar um registo.



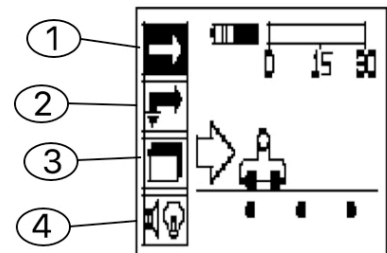
2.) Campo indicador:

1 - **Quickscan** - permite detetar a posição e profundidade das armaduras;

2 - **Imagescan** - com o auxílio da grelha de referência é exportado as colunas e filas da armadura, permitindo assim conhecer a posição/quantidade das armaduras, assim como estima o diâmetro das mesmas;

3 - **Blockscan** - permite a junção de várias imagescan's, sendo assim possível estudar áreas extensas.

4 - **Ajustes** - permite definir parâmetros gerais e apagar dados da memória do Scanner.



3.) O objeto deve ser estudado tanto na direção vertical, assim como na horizontal;

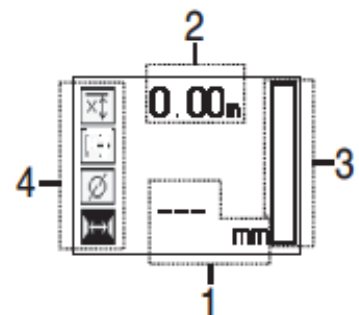
4.) Visor em modo **Quickscan**:

1. Profundidade da armadura;

2. Trajeto de medição percorrido;

3. Intensidade de sinal;

4. Ajustes: profundidade mínima, sentido de leitura, diâmetro da armadura, distância entre armaduras.



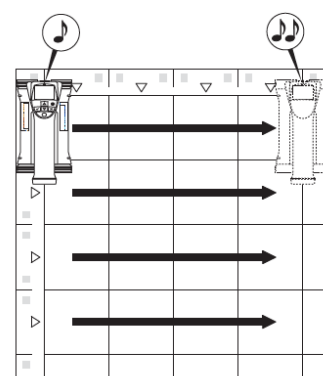
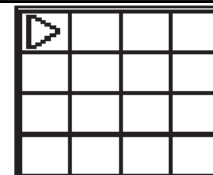
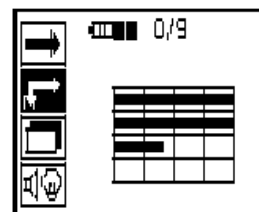
a. O registo do Quickscan não pode começar nem terminar sobre um varão de armadura. Tal pode ser efetuando um Quickscan para escolher um ponto com essas características;

b. Com o ponto de partida definido poderá ser iniciado o registo da posição e profundidade das armaduras. Para tal prime-se a tecla de registo, surgindo uma disquete no visor do scanner que confirma que os dados estão a ser registados;

- c. Desloca-se o scanner sobre a superfície, quando se pretende terminar o registo e prime-se novamente a tecla de registo;

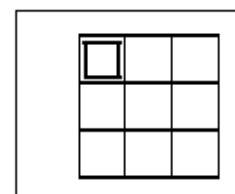
5.) Imagescan

- a. O primeiro passo consiste na colocação da grelha de referência na parede. De seguida liga-se o scanner e seleciona-se o símbolo do **Imagescan**, surgindo o número possível de leituras, sendo o máximo, neste caso, de 9;
- b. Ecrã imagescan: o triângulo sugere o ponto inicial de leitura, sendo que é possível alterar com ajudas das teclas de setas;
- c. Colocando o scanner no ponto de partida, tendo o cuidado de alinhar as marcas de orientação do scanner com a grelha de referência, prime-se a tecla de registo e desloca-se o scanner ao longo da primeira linha. São emitidos sinais acústicos quer no início quer no fim da linha, sendo que no final são dois. O processo deve ser repetido para as restantes linhas e colunas, sendo que o registo das colunas se processa do mesmo modo;
- d. Quando terminada a leitura prime-se a tecla de confirmação para regressar ao menu inicial, sendo possível nesse momento transferir os dados para o monitor para visualização e análise;



6.) Blockscan

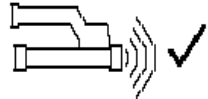
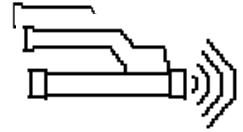
- a. Colocam-se as grelhas de referência do mesmo modo que para o Imagescan, fixando-se todas as grelhas necessárias de forma a que as arestas coincidam;
- b. Liga-se o scanner e seleciona-se o modo blockscan, surgindo a imagem apresentada à direita, na qual cada quadrado representa uma Imagescan, sendo possível realizar 3x3 imagescan's;
- c. Com as teclas seleciona-se o local pretendido para realizar o primeiro Imagescan, prime-se a tecla de confirmação para realizar o mesmo, sendo o procedimento igual ao exposto no ponto 5.);
- d. Seleciona-se a posição seguinte e repete-se o processo de leitura;
- e. Quando todos os Imagescan's tiverem sido realizados, sendo possível realizar até um máximo de 9 memorizações, prime-se uma vez a tecla de cancelamento para voltar ao menu inicial, sendo possível transferir e analisar os dados recolhidos;



7.) Transferência de dados entre Scanner e Monitor:

- a. Para a transferência de dados o scanner terá de estar ligado no menu principal, e o monitor ter ativado a transferência de dados por infravermelhos;
- b. Em "Projetos" no Monitor, seleciona-se o projeto para onde os dados devem ser copiados;
- c. Seleciona-se Importar e confirmar "Do OS 200 S" com a tecla de confirmação "OK" no Monitor;

- d. Coloca-se o Scanner e Monitor próximos um do outro de modo a alinhar as janelas de infravermelhos, sendo que os equipamentos entram em contato automaticamente entre si;
- e. No scanner surge o seguinte ecrã, acompanhado de um sinal acústico:
- f. Prime-se a tecla de confirmação do Scanner e todas as leituras são transferidas para o projeto selecionado, aparecendo a seguinte imagem no Scanner. Nesta altura o LED vermelho pisca ininterruptamente durante a transferência;
- g. Uma vez terminada a transferência, que usualmente demora entre 1 a 15 segundos, surge a seguinte imagem no ecrã:
- h. Prime-se novamente a tecla de confirmação do Scanner para dar por terminado o processo de transferência, sendo deste modo as leituras apagadas do Scanner.



Procedimento de ensaio:

Norma: NP EN 12504-4: 2007

1.) Opções menu inicial:



2.) Procedimento padrão:

- a. Aplicação da pasta de acoplamento;
- b. Posicionamento dos transdutores;
- c. Realização da medição;
- d. Reposicionamento dos transdutores (caso de medições compostas);
- e. Salva-se o resultado.

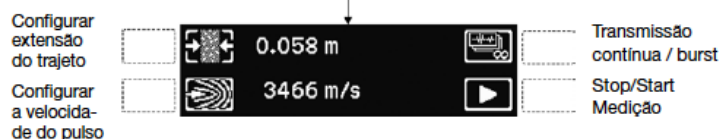
Nota: *Necessário recorrer a um detetor de armaduras para determinação da posição destas. Os testes ultrassónicos devem ser posicionados de forma a evitar os varões de armadura.*

3.) **Medição básica:** consiste na realização de apenas uma medição, sem necessidade de reposicionamento dos transdutores. Existem dois tipos de medição básica, consoante o parâmetro que é conhecido: extensão do trajeto ou velocidade de pulso.

a. Seleção de medição básica:



b. Configuração consoante o parâmetro conhecido. O valor é inserido recorrendo às setas:



c. Gravação do resultado obtido,



d. Identificação do arquivo onde foi gravado o registo:

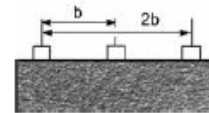
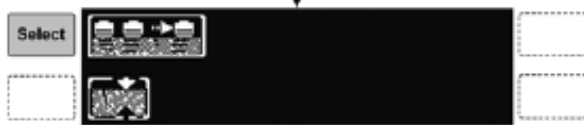


4.) **Medição composta:** permite a realização de leituras pelo método indireto;

a. Seleção de medição composta:



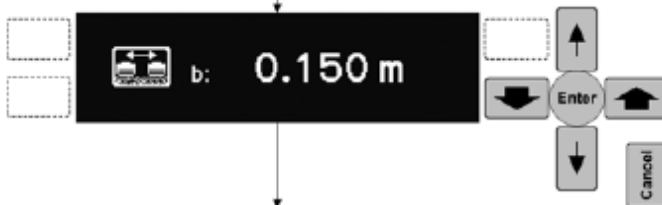
b. Opção de velocidade de superfície:



c. Configuração da distância b:



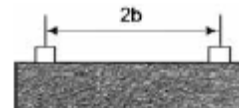
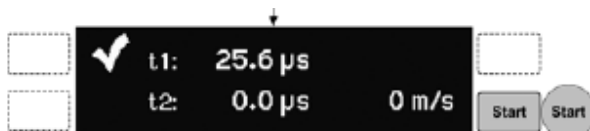
d. Definição da distância b, recorrendo às teclas do equipamento:



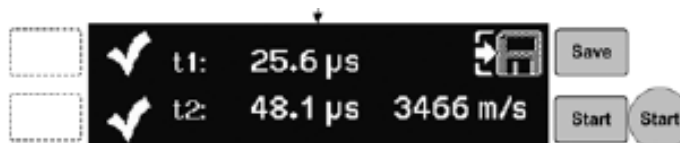
e. Colocação do transdutor na primeira posição, pressionando a tecla Start para realização da leitura:



f. "t1" é obtido, surgindo um sinal de visto quando a leitura é estável. De seguida coloca-se o transdutor na segunda posição e pressiona-se o Start novamente:



g. "t2" é medido e, quando estável, surge o sinal de visto. No display aparecem as duas leituras assim como a velocidade de superfície.

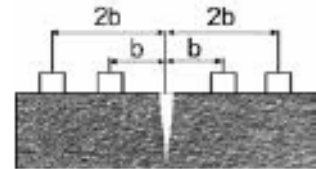
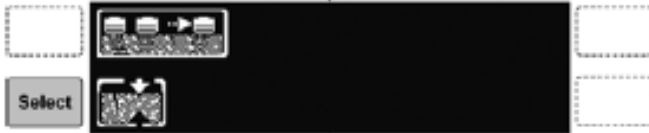


5.) **Medição composta:** permite a realização de leituras pelo método indireto;

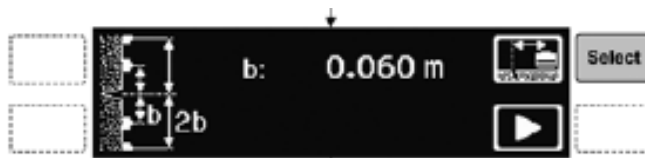
a. Seleção de medição composta:



b. Medição de profundidade de fissuras:



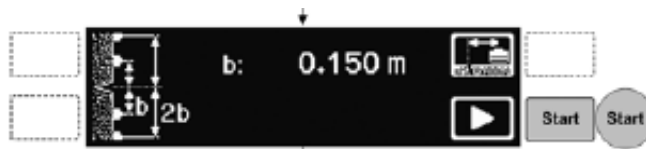
c. Configuração da distância b:



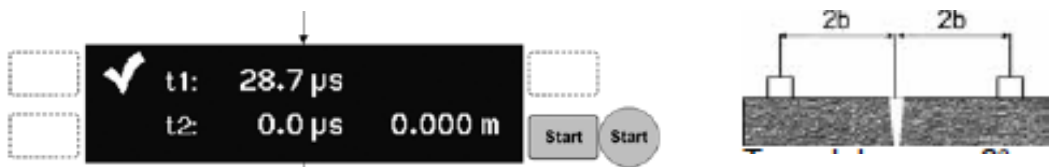
d. Definição da distância b, recorrendo às teclas do equipamento:



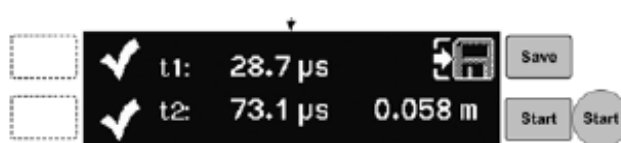
e. Colocação do transdutor na primeira posição, pressionando a tecla Start para realização da leitura:



f. "t1" é obtido, surgindo um sinal de visto quando a leitura é estável. De seguida coloca-se o transdutor na segunda posição e pressiona-se o Start novamente:



g. "t2" é medido e, quando estável, surge o sinal de visto. No display aparecem as duas leituras assim como a profundidade da fissura.



Anexo II – Tabelas de resultados dos ensaios do caso de estudo

- Resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação e recobrimento
- Resultados do ensaio de determinação do índice esclerométrico

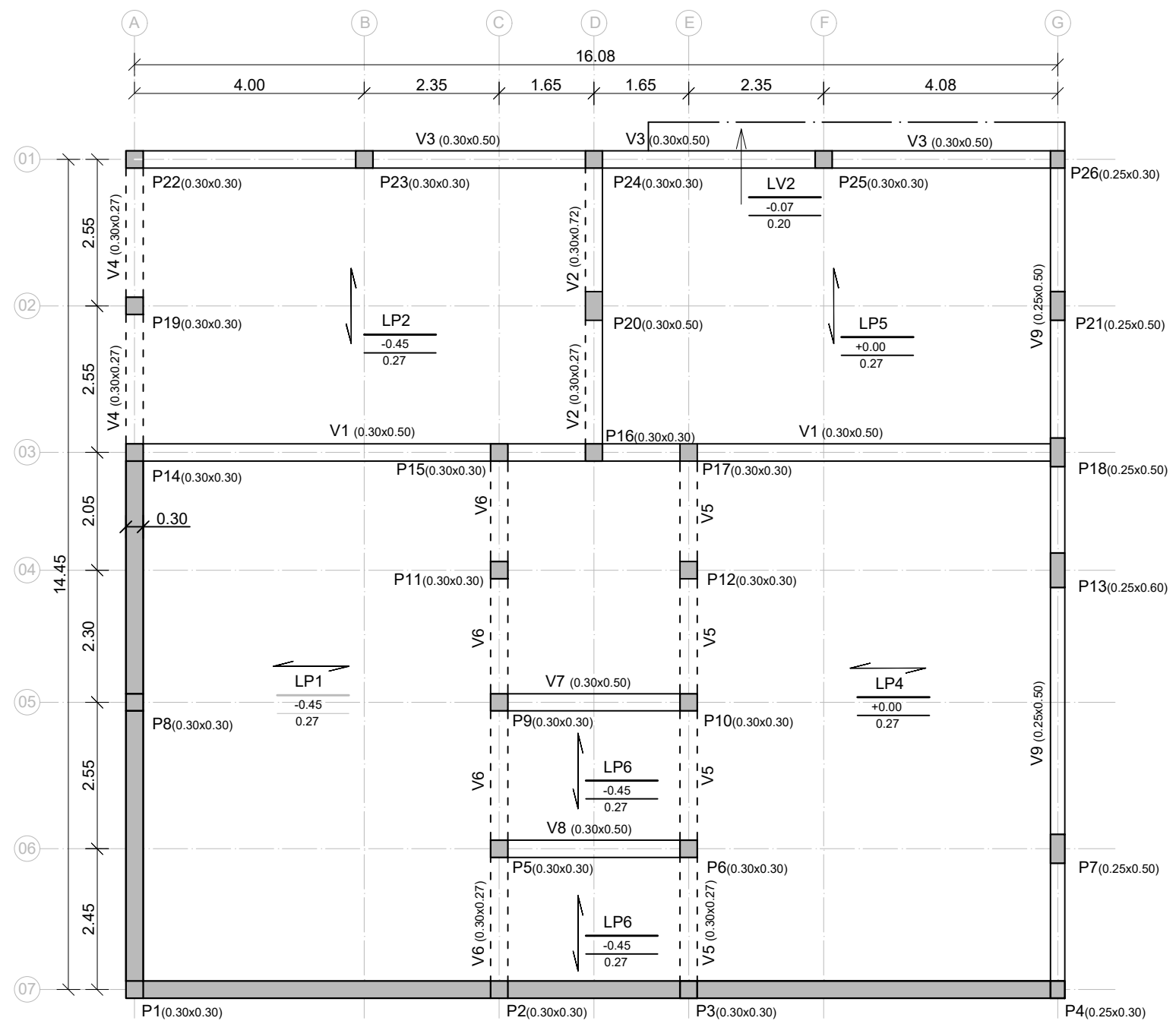
Ensaio	Bloco - Piso	Elemento	Leituras									Mediana	Desvio Padrão	fck (Mpa)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9			
1	1 - 0	P5 - W	35	32	29	35	36	35	32	31	28	32	2,9	28,4
2	1 - 0	P5 - E	33	33	33	34	31	35	29	30	25	33	3,1	30,1
3	1 - 0	P5 - S	27	29	31	33	29	30	26	32	30	30	2,2	25,1
4	1 - 0	P13 - S	29	28	29	28	28	30	33	29	28	29	1,6	23,5
5	1 - 0	P25 - N	30	36	29	32	34	29	37	29	30	30	3,2	25,1
6	1 - 0	P25 - E	31	30	35	29	1	34	30	31	38	31	2,9	26,7
7	1 - 0	P25 - S	35	31	32	31	34	31	31	29	32	31	1,8	26,7
8	1 - 0	Pa1	32	35	34	34	32	40	30	32	31	32	3	28,4
9	1 - 0	Pa2 (Meio H)	30	30	30	28	28	27	27	27	28	28	1,3	22
10	1 - 0	Pa2	29	26	26	27	28	29	28	26	27	27	1,2	20,4
11	1 - 0	P21 - S	28	7	27	28	28	29	29	28	28	28	0,7	22
12	1 - 0	P21 - S (Base)	25	29	33	28	29	29	31	29	32	29	2,4	23,5
13	2 - 0	P24 - N	32	33	30	30	31	32	35	33	29	32	1,9	28,4
14	2 - 0	P24 - E	32	49	34	31	35	31	34	32	36	34	5,6	31,8
15	3 - 0	P23 - N	31	26	32	32	32	29	35	33	33	32	2,6	28,4
16	4 - 0	P2 - S	36	31	34	34	31	34	33	37	33	34	2	31,8
17	4 - 0	P4 - S	39	38	38	38	40	39	43	37	33	38	2,6	38,8
18	4 - 0	P14 - S	50	39	43	41	40	36	45	43	41	41	4	44,3
19	4 - 0	P26 - S	42	40	45	42	42	40	44	42	42	42	1,6	46,2
20	5 - 0	P3 - S	35	30	31	42	37	28	36	33	33	33	4,2	30,1
21	5 - 0	P12 - S	46	47	47	42	49	49	43	52	50	47	3,2	56
22	5 - 0	P23 - S	37	31	33	34	37	36	34	32	33	34	2,1	31,8
23	1 - 1	P5 - S	28	28	29	28	29	29	26	29	28	28	1	22
24	1 - 1	P25 - N	28	26	29	26	26	31	27	28	28	28	1,7	22
25	2 - 1	P6 - S	31	36	30	32	31	33	38	34	31	32	2,7	28,4
26	2 - 1	P24 - E	29	27	26	27	28	27	27	25	36	27	3,2	20,4
27	3 - 1	P7 - N	27	32	29	25	25	27	27	24	25	27	2,5	20,4
28	3 - 1	P7 - E	29	30	23	41	28	25	27	34	27	28	5,4	22
29	3 - 1	P23 - E	20	21	21	19	22	17	18	23	20	20	1,9	10,2
30	4 - 1	P14 - S	47	45	55	44	46	43	44	43	42	44	3,9	50,1
31	4 - 1	P26 - S	42	35	43	41	42	45	45	42	44	42	3	46,2
32	5 - 1	P12 - N	41	44	42	42	44	44	47	44	43	44	1,7	50,1
33	5 - 1	P23 - N	42	44	45	42	47	44	47	47	45	45	2	52
34	1 - 2	P5 - S	40	38	39	39	40	36	36	38	35	38	1,8	38,8
35	1 - 2	P5 - W	37	35	37	30	31	33	30	42	31	33	4,1	30,1
36	1 - 2	P5 - E	32	37	31	32	29	32	33	36	30	32	2,6	28,4
37	1 - 2	P5 - S (Base)	40	30	31	36	36	34	32	31	33	33	3,2	30,1
38	1 - 2	P17 - N	26	29	28	24	29	30	26	27	29	28	1,9	22
39	1 - 2	P25 - S	29	30	30	28	26	29	29	30	33	29	1,9	23,5
40	2 - 2	P24 - E	32	27	34	29	34	26	26	27	30	29	3,2	23,5

41	2 - 2	P24 - W	31	34	33	37	29	35	34	32	31	33	2,4	30,1
42	3 - 2	P23 - N	38	38	33	37	39	33	37	40	30	37	3,3	37
43	3 - 2	P7 - N	32	32	32	29	35	33	36	31	31	32	2,1	28,4
44	4 - 2	P14 - S	36	31	33	39	34	32	36	36	34	34	2,5	31,8
45	4 - 2	P26 - S	33	29	29	27	29	31	27	28	30	29	1,9	23,5
46	5 - 2	P12 - N	33	38	39	37	42	42	42	36	43	39	3,4	40,6
47	5 - 2	P23 - N	33	35	31	35	32	34	35	35	36	35	1,7	33,5
48	1 - 3	P5 - N	28	33	31	30	33	29	30	30	30	30	1,7	25,1
49	1 - 3	P25 - E	28	30	28	31	30	34	29	30	28	30	1,9	25,1
50	2 - 3	P24 - N	30	30	31	35	33	30	29	30	31	30	1,9	25,1
51	2 - 3	P26 - S	32	30	28	30	28	36	30	26	31	30	2,8	25,1
52	3 - 3	P7 - N	33	33	31	28	28	33	30	31	26	31	2,5	26,7
53	3 - 3	P7 - W	31	29	27	31	29	36	29	43	32	31	4,9	26,7
54	3 - 3	P20 - N (1m)	31	28	26	27	27	36	30	28	30	28	3	22
55	3 - 3	P20 - N (1,5m)	28	28	27	31	29	32	42	29	35	29	4,7	23,5
56	3 - 3	P23 - N	28	27	28	28	26	27	27	27	27	27	0,7	20,4
57	4 - 3	P14 - S	44	43	42	45	45	45	43	43	45	44	1,2	50,1
58	4 - 3	P26 - S	41	48	45	42	42	41	42	44	45	42	2,3	46,2
59	5 - 3	P12 - N	45	44	48	43	46	45	52	44	43	45	2,9	52
60	5 - 3	P23 - N	37	42	39	41	38	41	38	41	41	41	1,8	44,3

Bloco	Piso	Elemento	Profundidade de carbonatação (cm)	Recobrimentos	
				c1 (cm)	c2 (cm)
1	0	Pa1	4	2,3	1,5
1	0	P5	4	3,3	4,9
1	0	P13	2,5	4,5	4,5
1	0	P21	5	3,1	4
1	0	P25	4	4,9	2,9
2	0	P24	2,5	2,5	5,5
3	0	P23	2	4,5	1
4	0	P4	5	4	4
4	0	P14	2,2	2,1	2,6
4	0	P26	2,5	3	3,5
5	0	P3	2,5	3	3
5	0	P12	2	3	3,5
5	0	P23	4	5	4
1	1	P5	6,5	1,5	2,5
1	1	P25	6	4	3,5
2	1	P24	8	4,5	4
3	1	P7	6,5	4,5	6
3	1	P23	4	4,5	2,5
4	1	P14	2	4	5
4	1	P26	2	5	4,5
5	1	P12	2	3	4
5	1	P23	1,5	3	3
1	2	P5	5	4	4
1	2	P25	4	3,5	3,5
2	2	P24	5	5	3
3	2	P7	4	3	3,5
3	2	P23	2,5	2,5	3
4	2	P14	2,5	5	2,5
4	2	P26	5,5	5	3
5	2	P12	2,5	3,5	3,5
5	2	P23	3	4,5	4
1	3	P5	5	3	3
1	3	P25	4,5	3	2
2	3	P24	3,5	2	3,5
3	3	P7	5	4	3
3	3	P23	4	5,5	3,5
4	3	P14	1,5	5	4,5
4	3	P26	1,5	2,5	4,5
5	3	P12	2	3	4,5
5	3	P23	2,5	6	5
			Média	3,73	3,585
			Desvio Padrão	1,085	1,033


Anexo III – Plantas estruturais do Caso de estudo

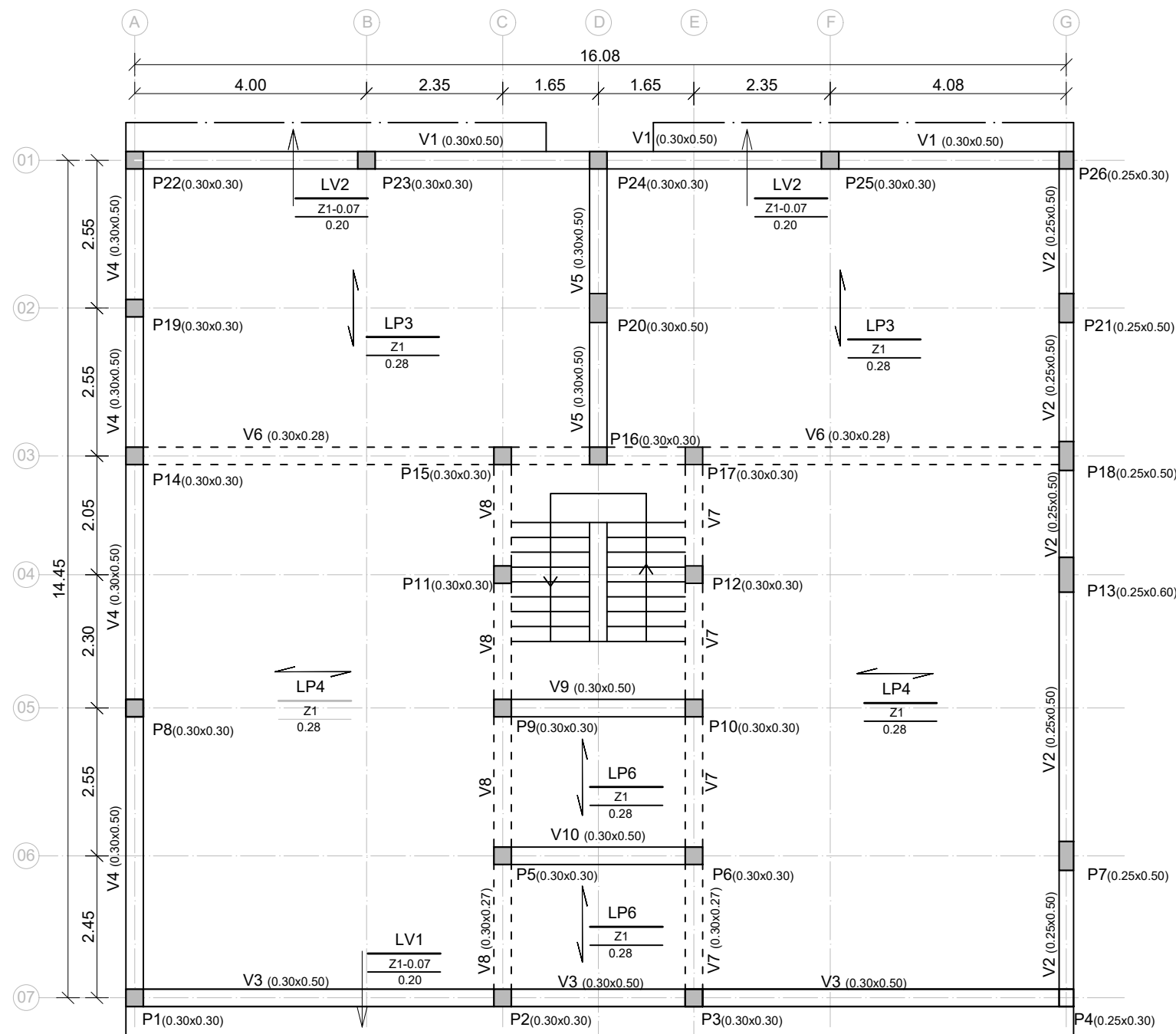
- Desenho 01 a Desenho 20



Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

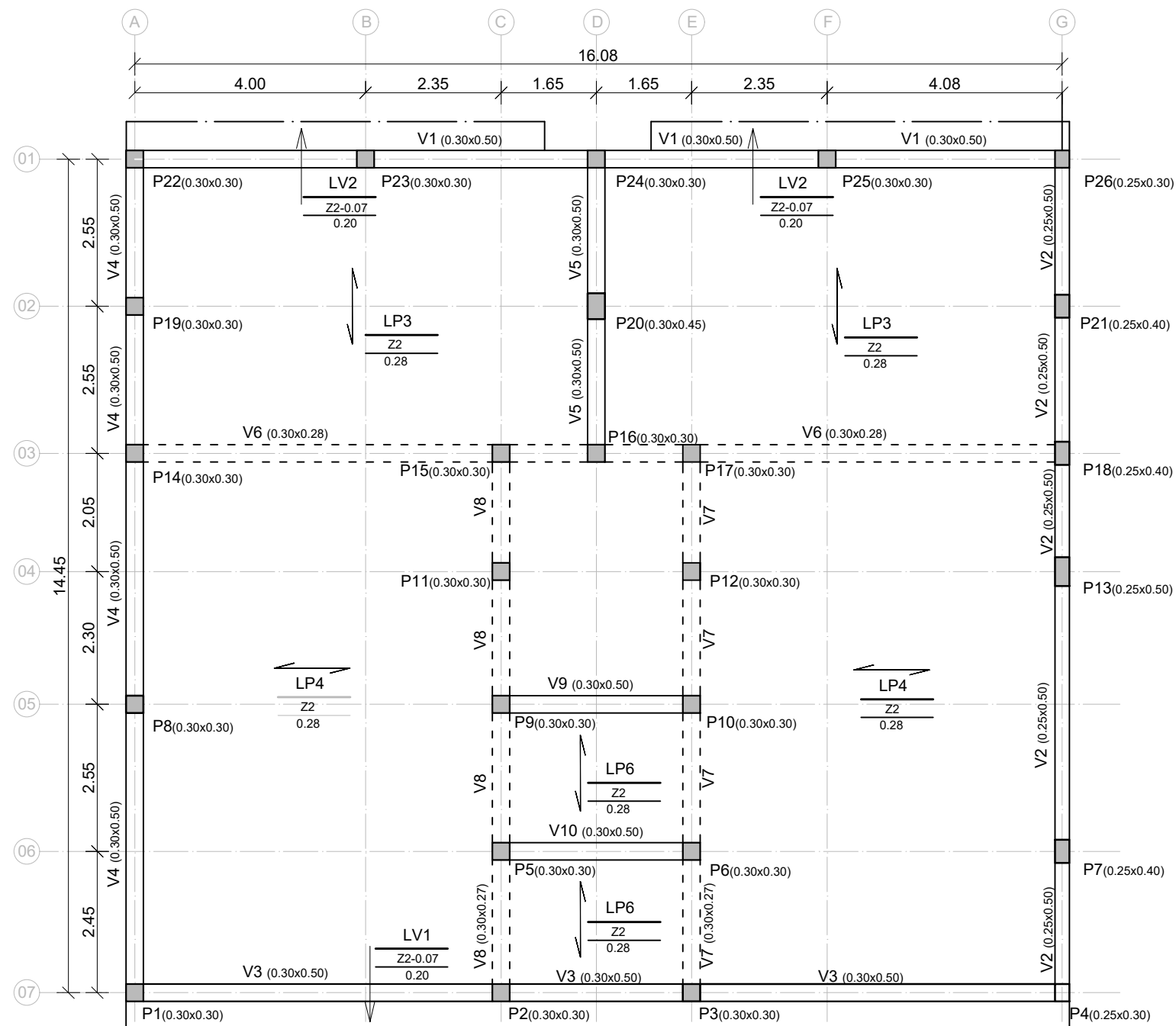
 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 1	Piso 0	DES. N.º: 1



Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

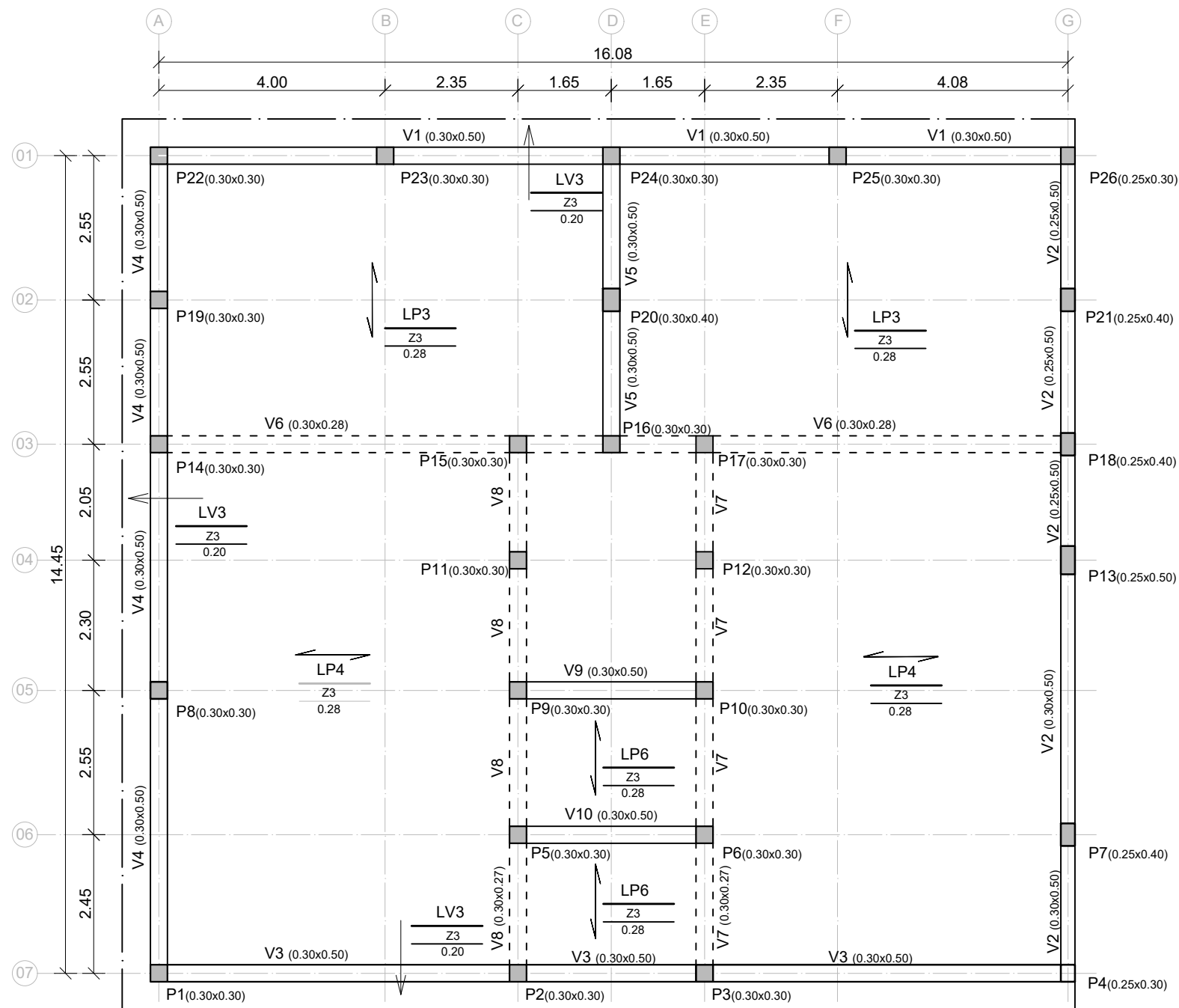
 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 1	Piso 1	DES. N.º: 2



Legenda


$\frac{XXX}{XX}$ (Designação da Laje)
 $\frac{XX}{X.XX}$ (Cota do Tosco (m))
 $\frac{X.XX}{X.XX}$ (Espessura da Laje (m))

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 1	Piso 2	DES. N.º: 3



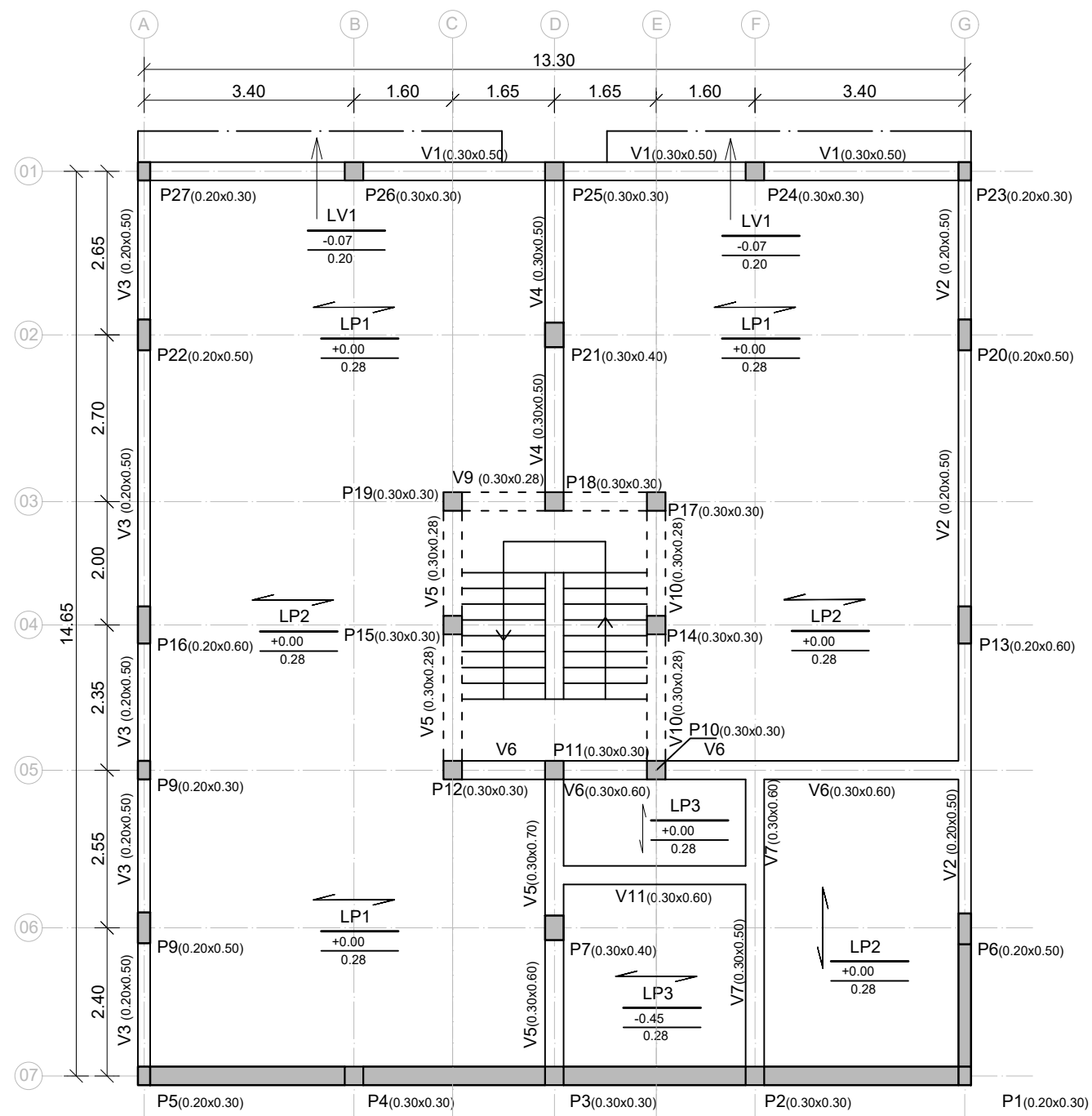
Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

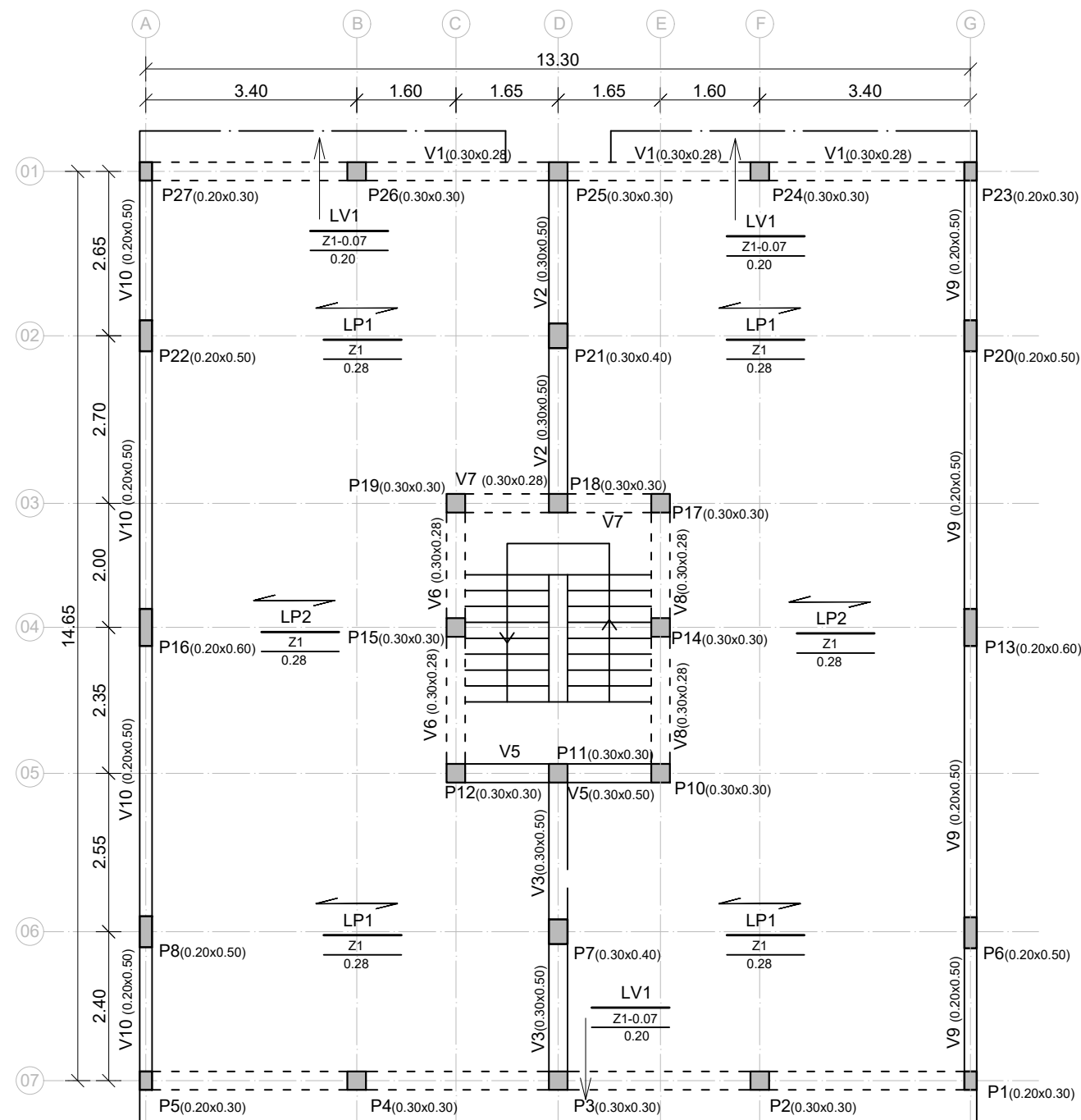
 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 1	Piso 3	DES. N.º: 4

Legenda

XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 2	Piso 0	DES. N.º: 5



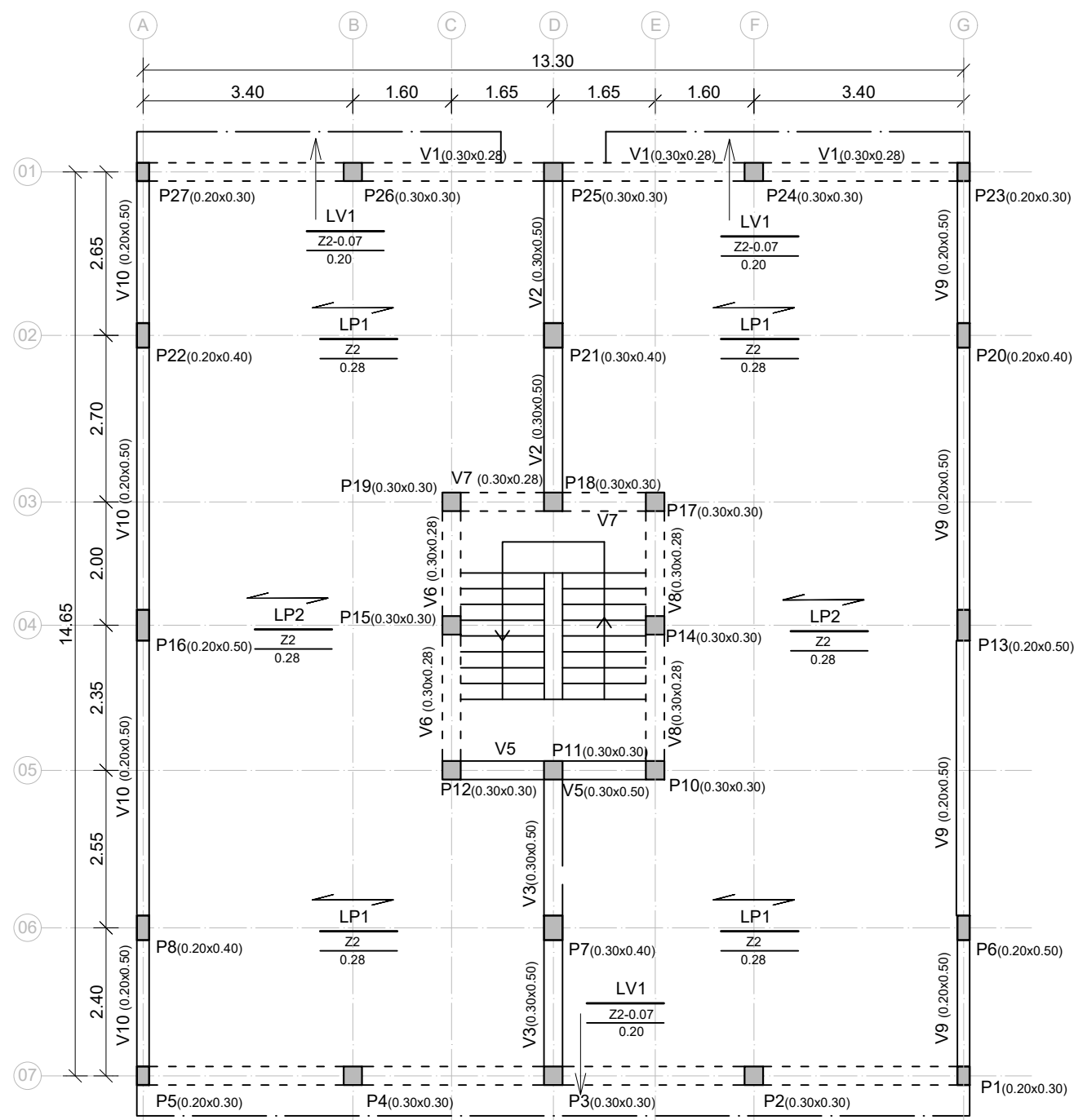
Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

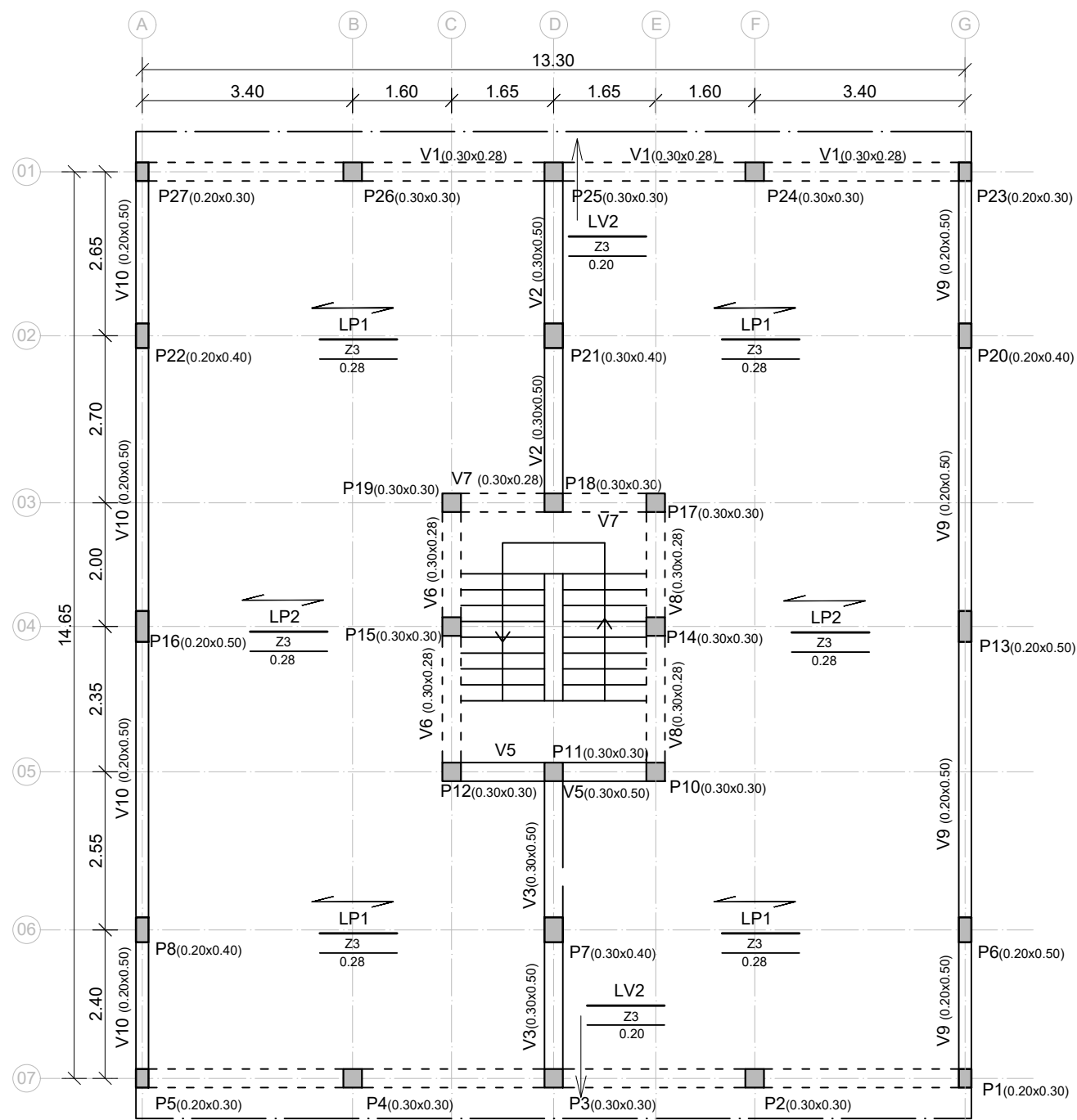
 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 2	Piso 1	DES. N.º: 6

Legenda

XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 2	Piso 2	DES. N.º: 7



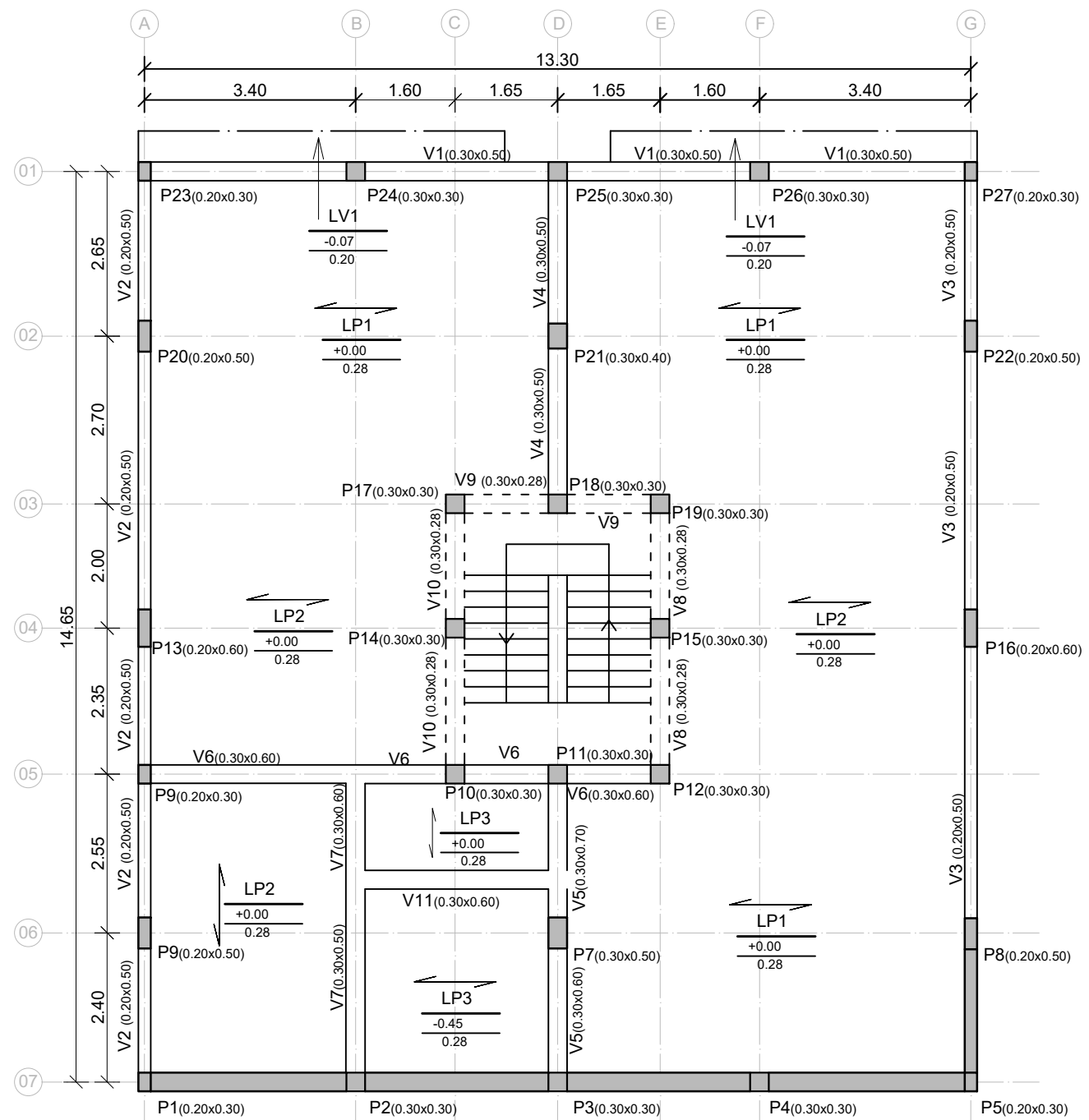
Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

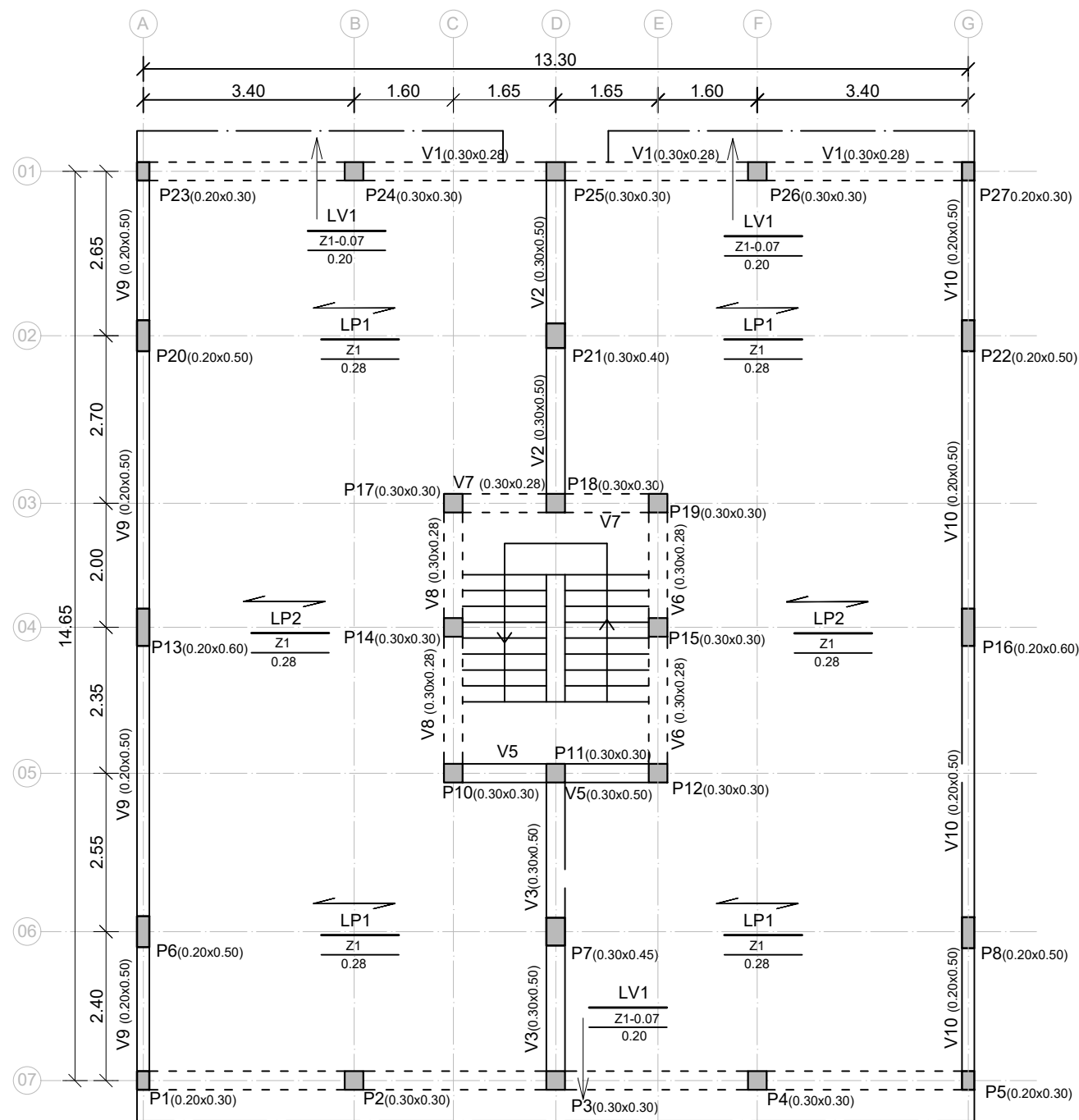
 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 2	Piso 3	DES. N.º: 8

Legenda

XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 3	Piso 0	DES. N.º: 9



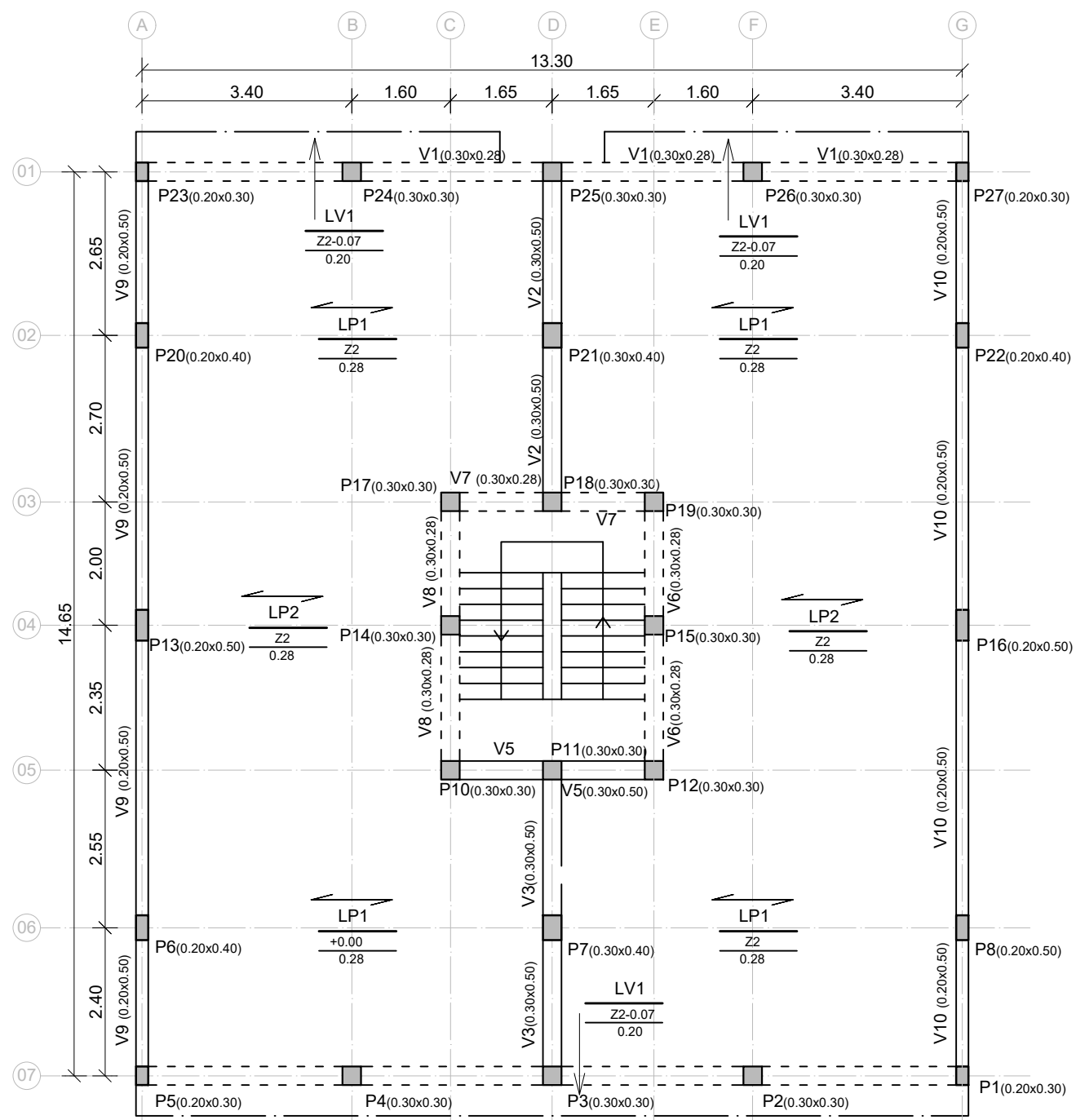
Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

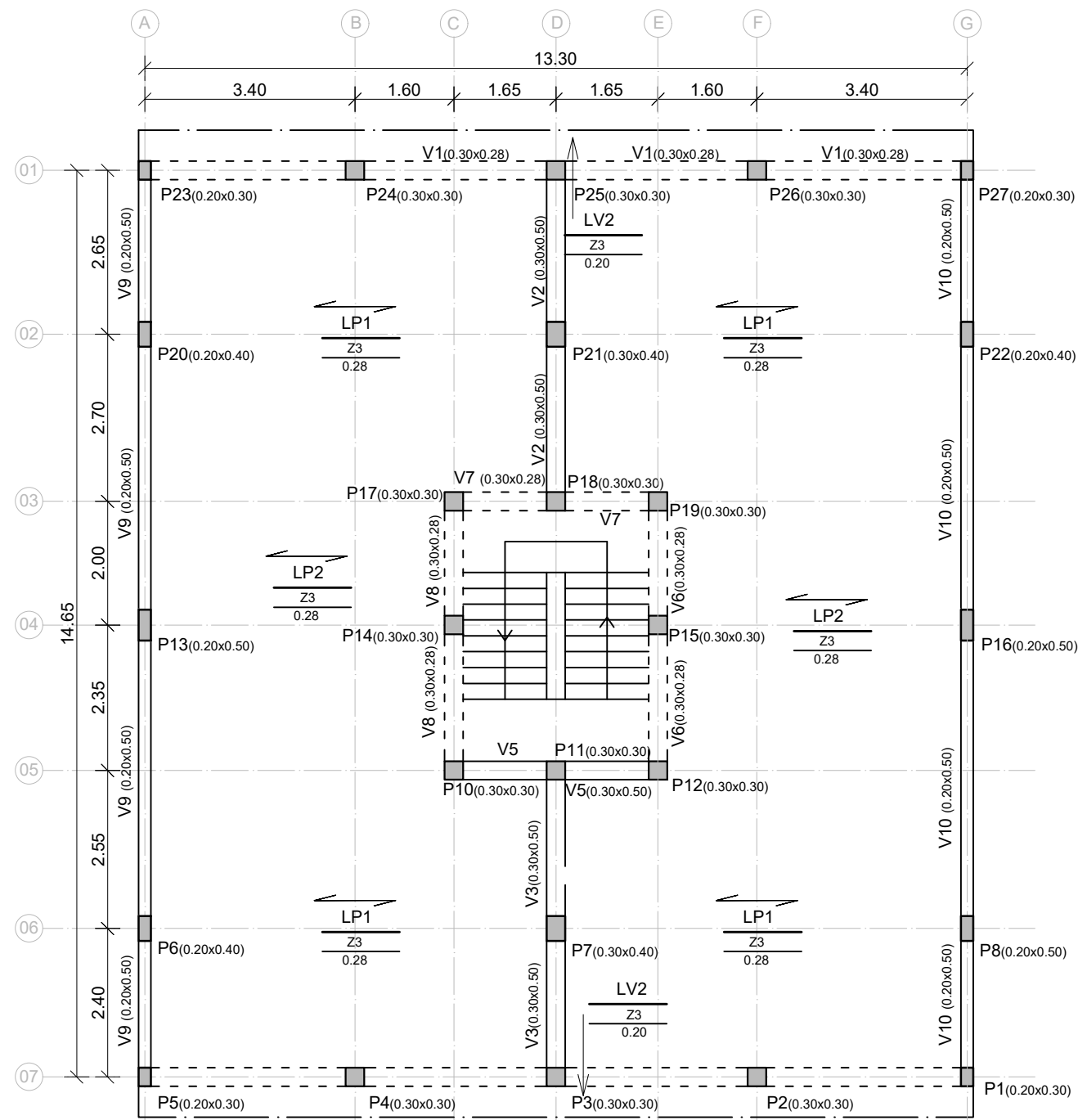
	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 3	Piso 1	DES. N.º: 10

Legenda

XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 3	Piso 2	DES. N.º: 11



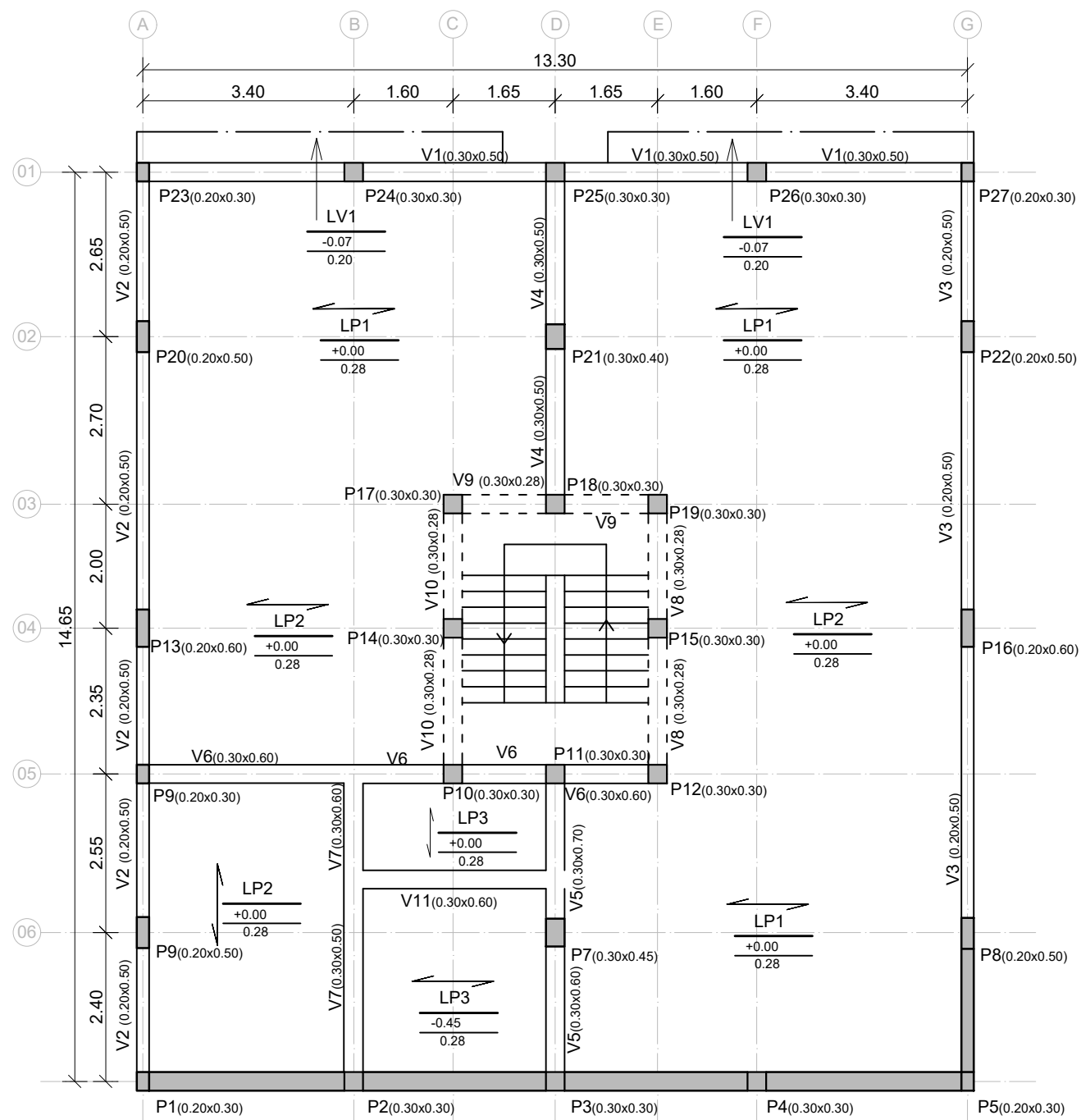
Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 3	Piso 3	DES. N.º: 12

Legenda

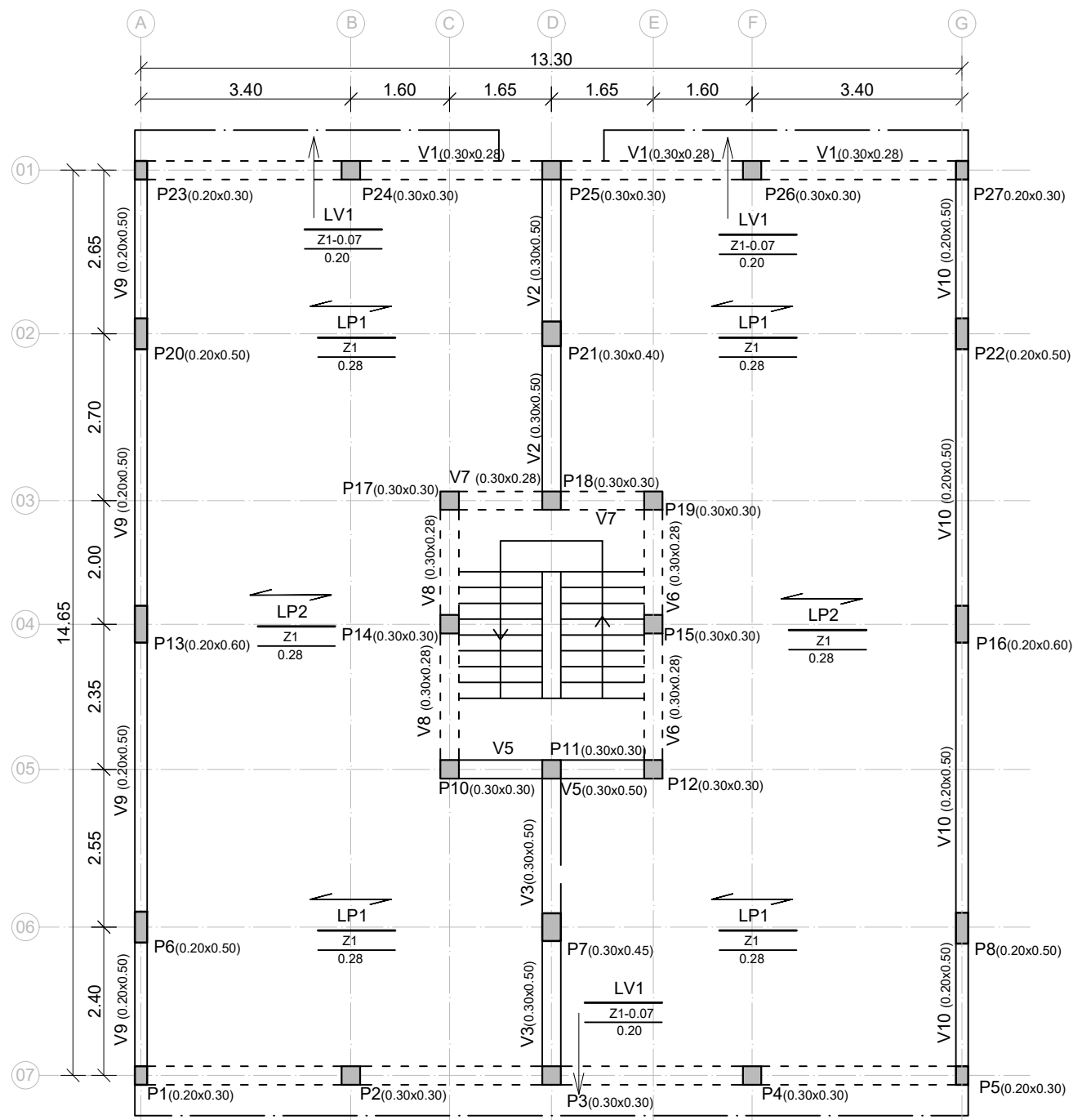
XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))



 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 4	Piso 0	DES. N.º: 13

Legenda

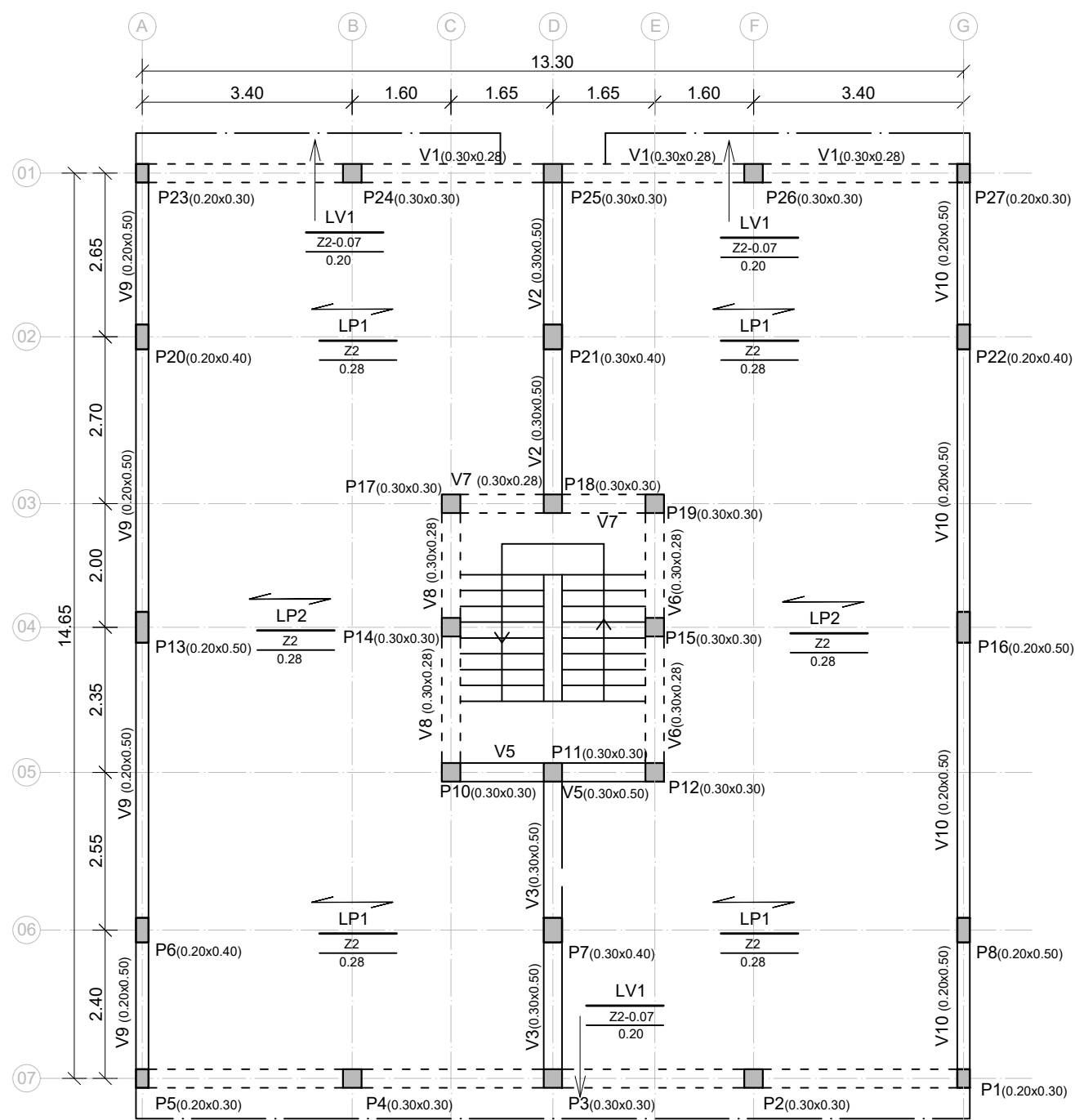
XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




<p>isep Instituto Superior de Engenharia do Porto</p>	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 4	Piso 1	DES. N.º: 14

Legenda

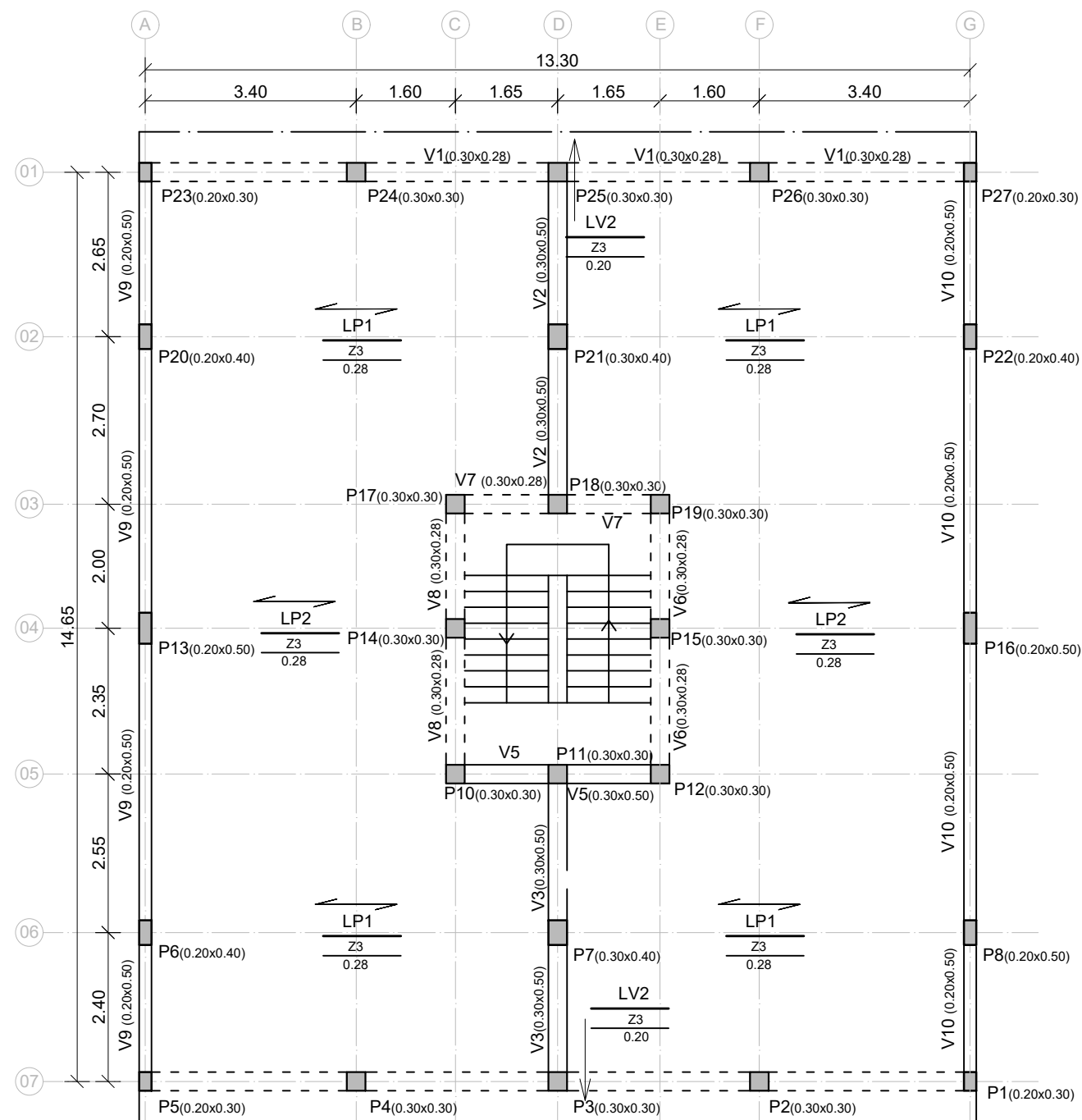
XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




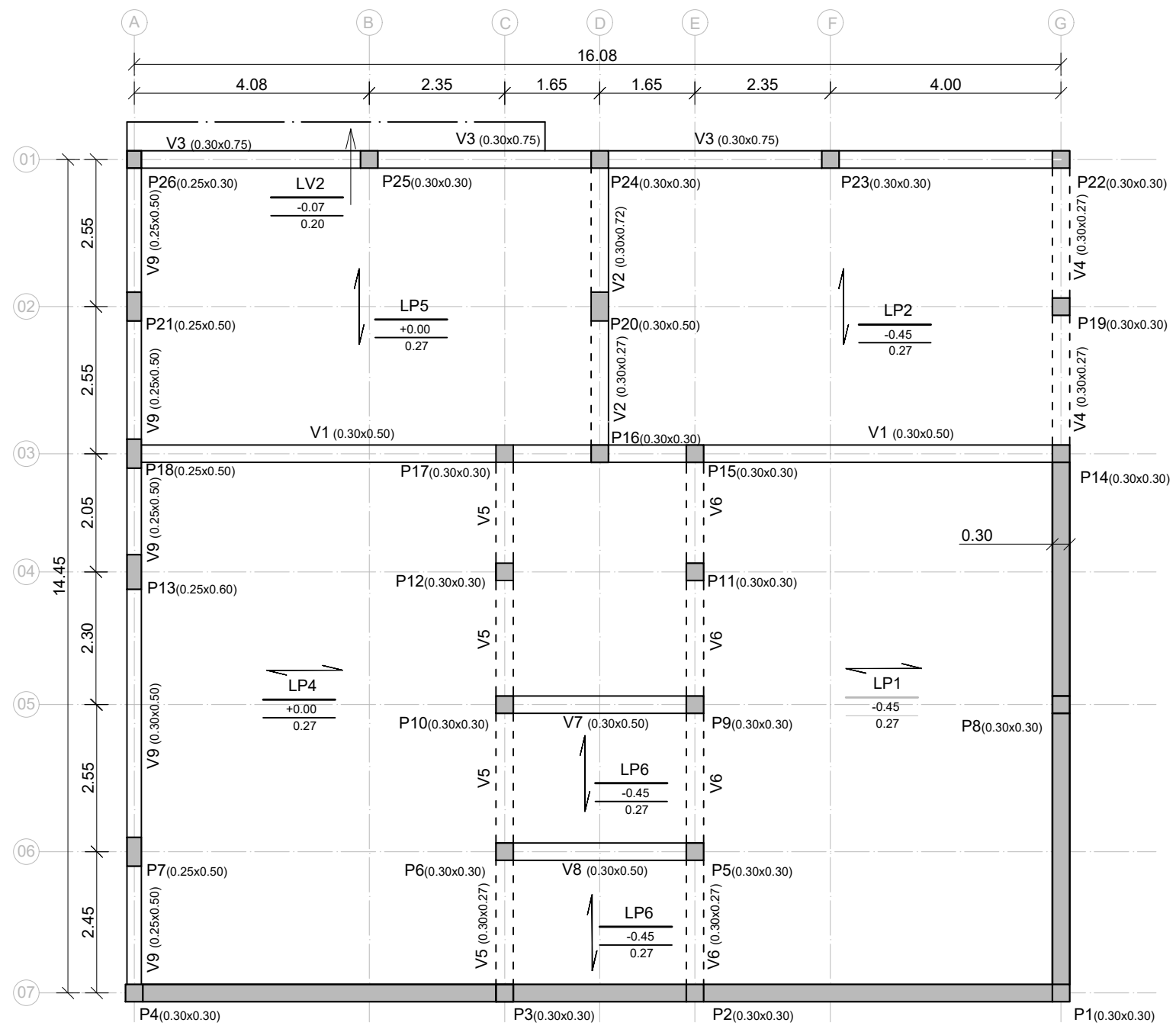
 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 4	Piso 2	DES. N.º: 15

Legenda

XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 4	Piso 3	DES. N.º: 16



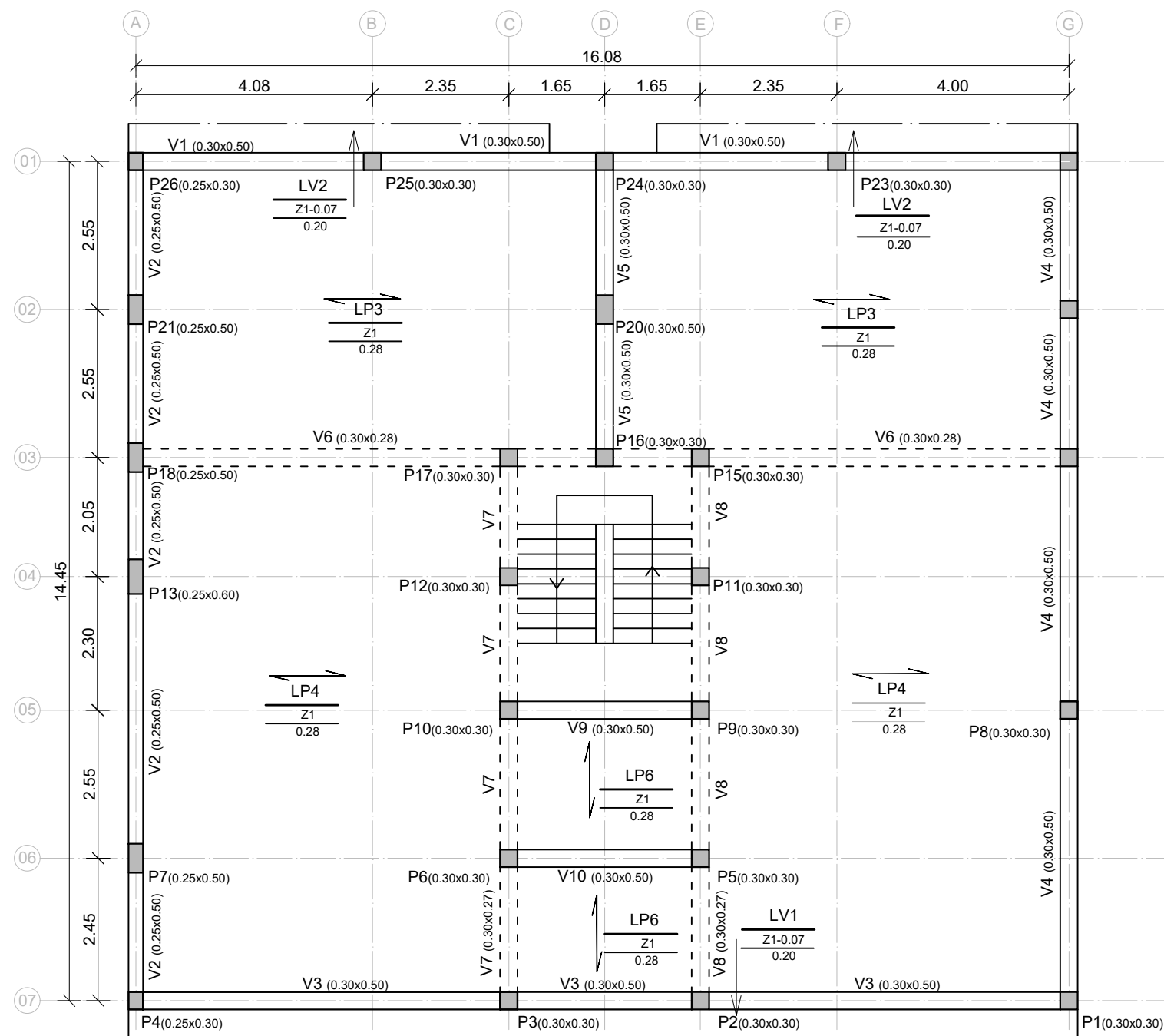
Legenda


XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))

	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 5	Piso 0	DES. N.º: 17

Legenda

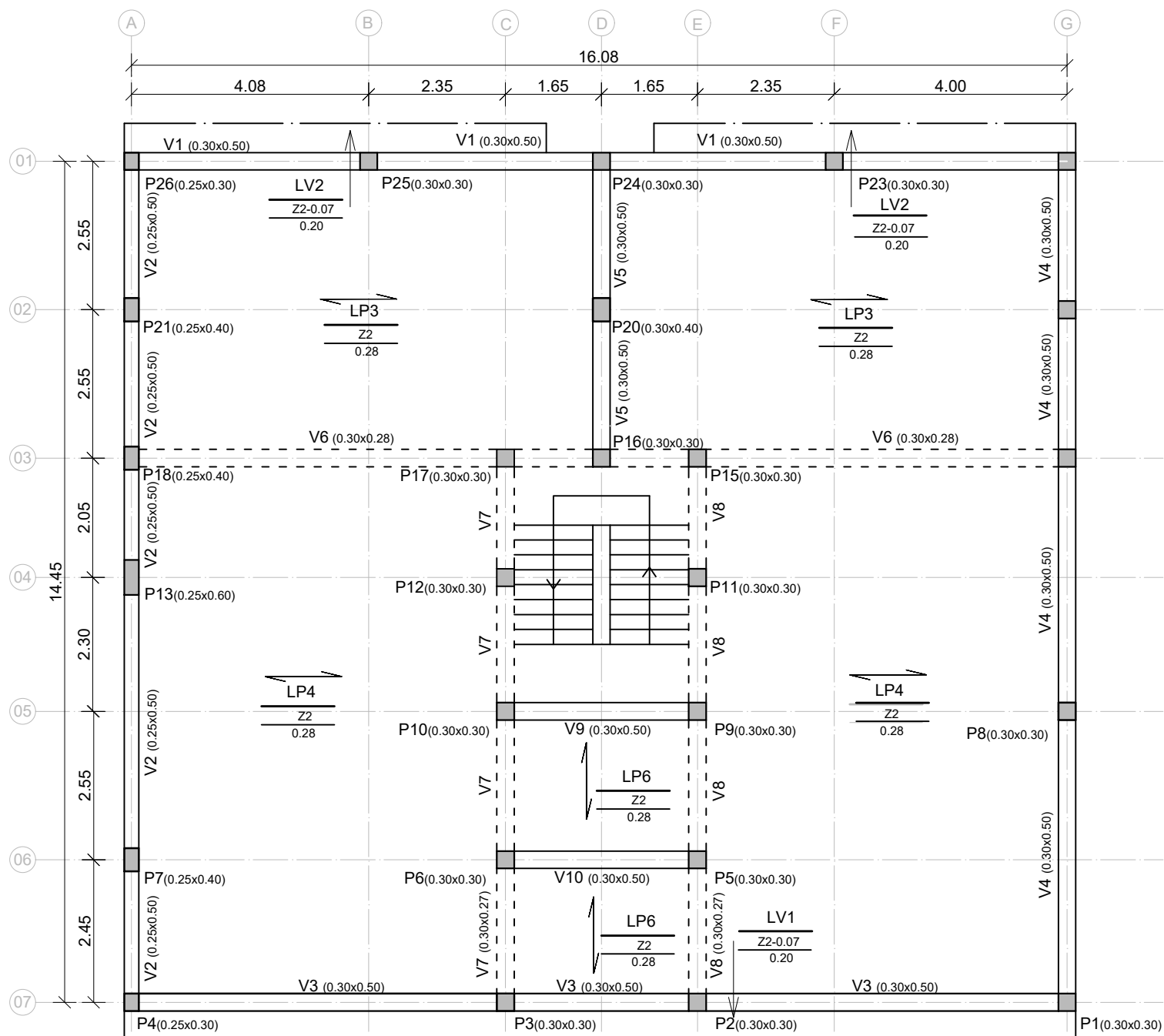
XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 5	Piso 1	DES. N.º: 18

Legenda

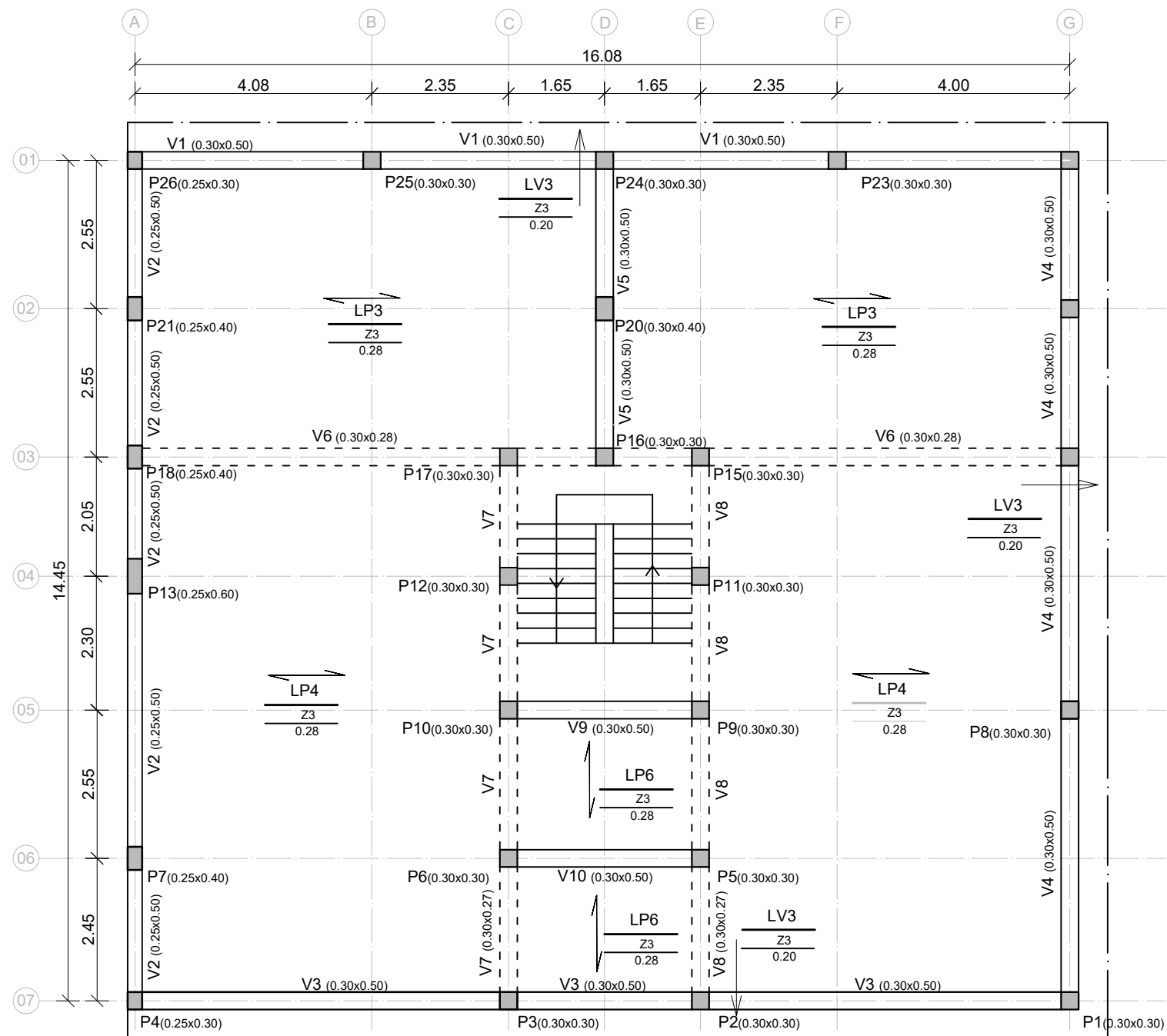
XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))




 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 5	Piso 2	DES. N.º: 19

Legenda

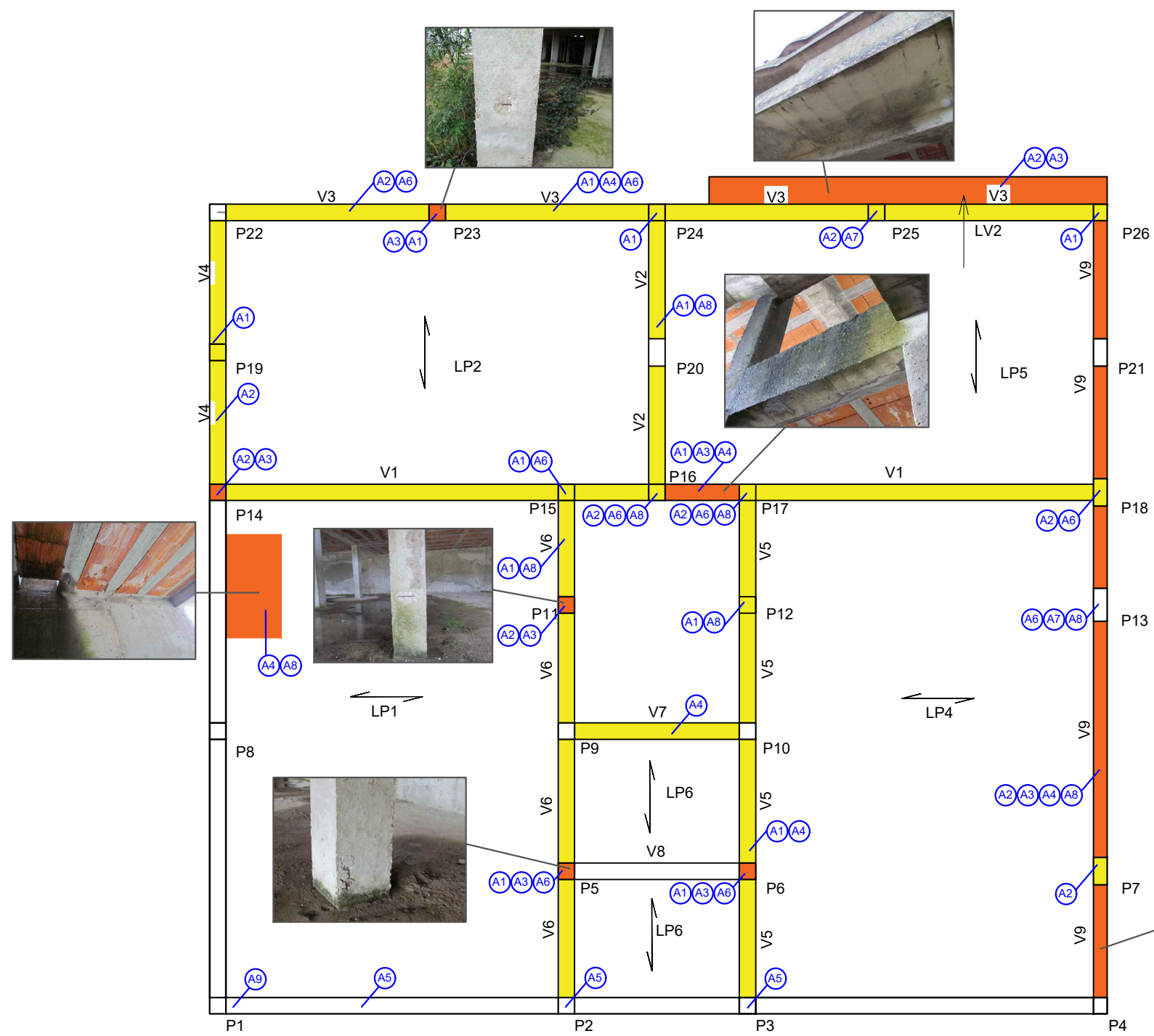
XXX	(Designação da Laje)
XX	(Cota do Tosco (m))
X.XX	(Espessura da Laje (m))



 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Planta Estrutural		
	Bloco 5	Piso 3	DES. N.º: 20

Anexo IV – Mapas de Anomalias do caso de estudo

– Desenho 21 a Desenho 40




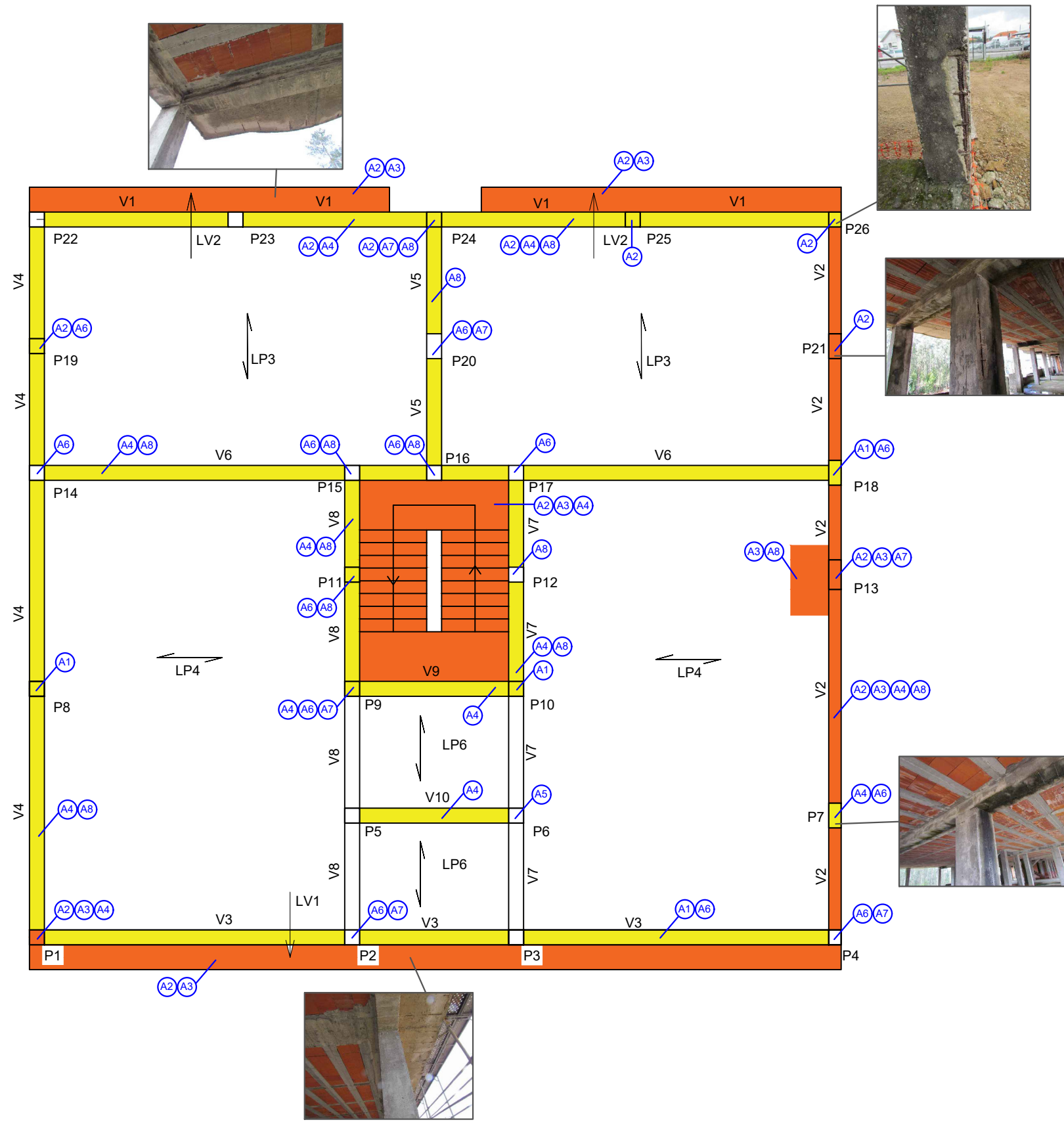
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura
- A11 - Solução Estrutural Desadequada

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 1	Piso 0	DES. N.º: 21




Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura
- A11 - Solução Estrutural Desadequada

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 1	Piso 1	DES. N.º: 22




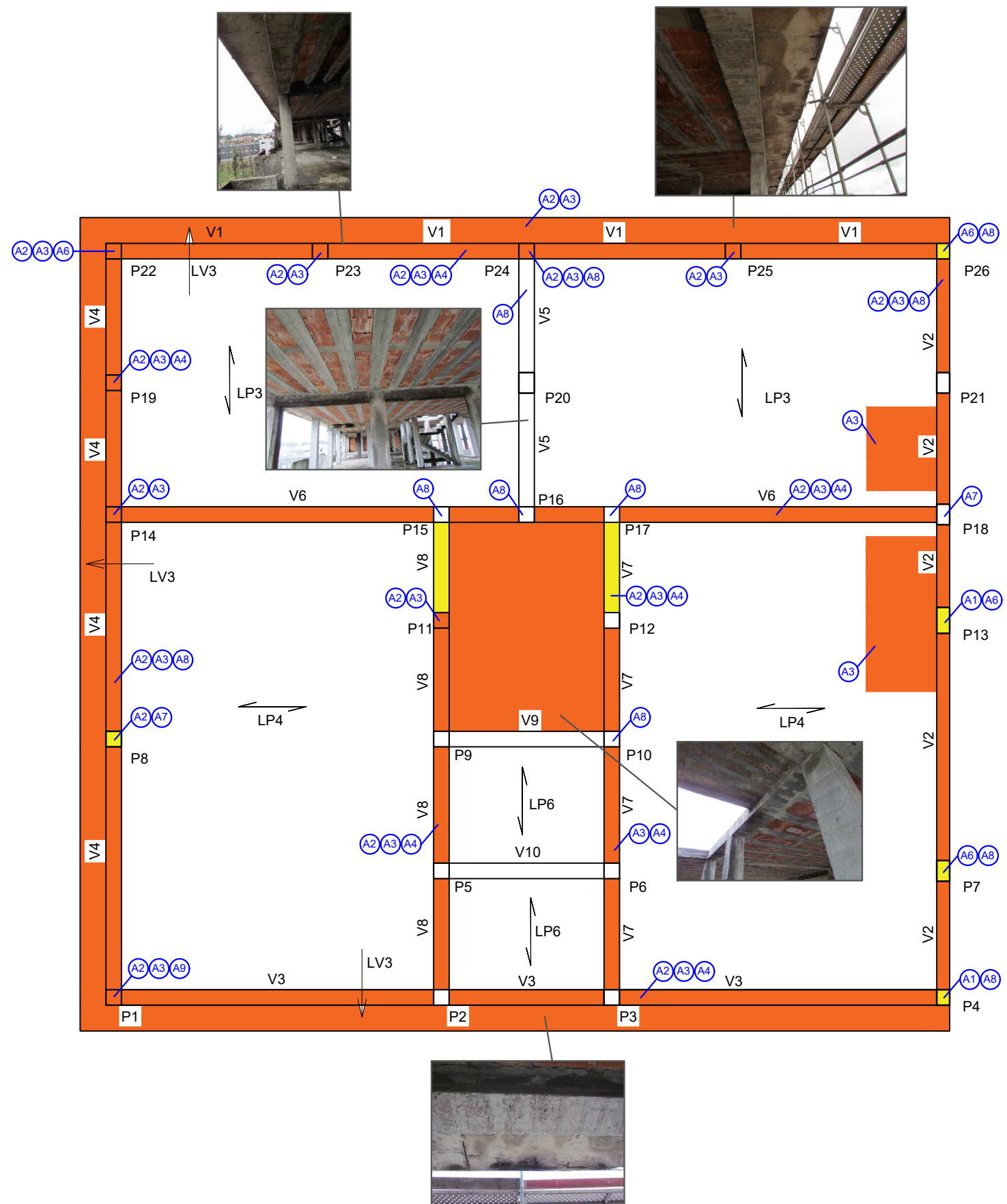
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 1	Piso 2	DES. N.º: 23




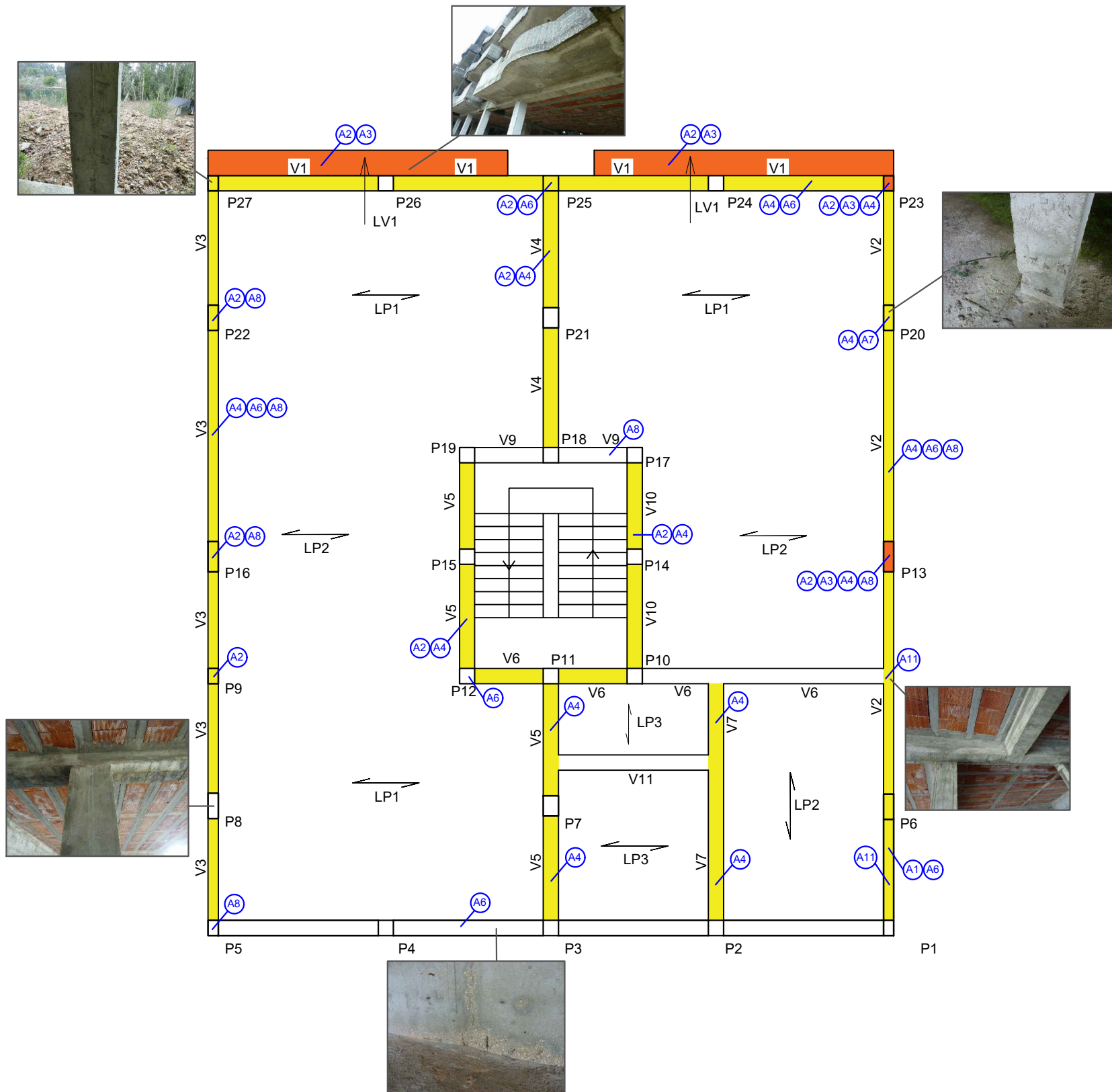
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 1	Piso 3	DES. N.º: 24




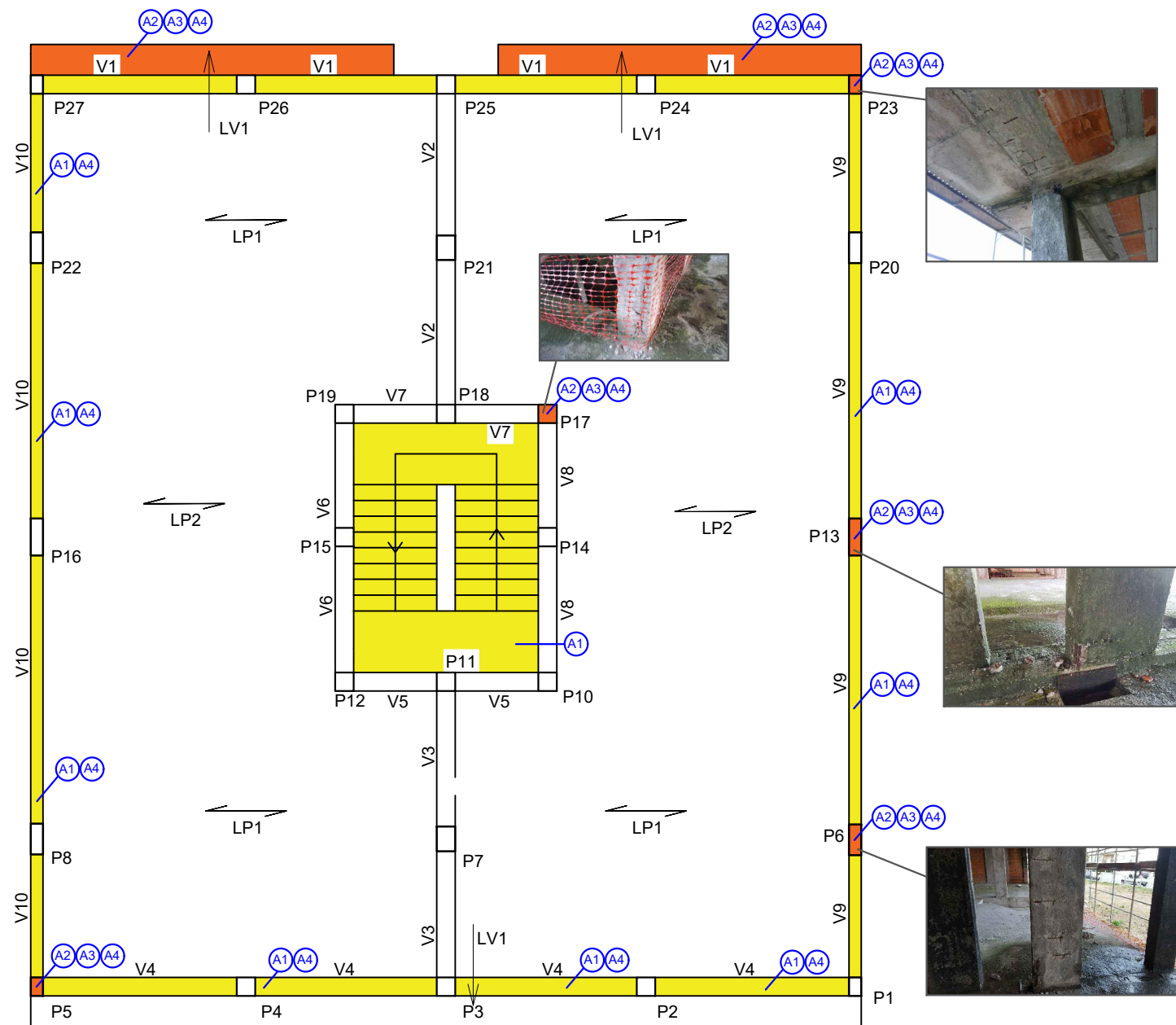
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura
- A11 - Solução Estrutural Desadequada

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 2	Piso 0	DES. N.º: 25




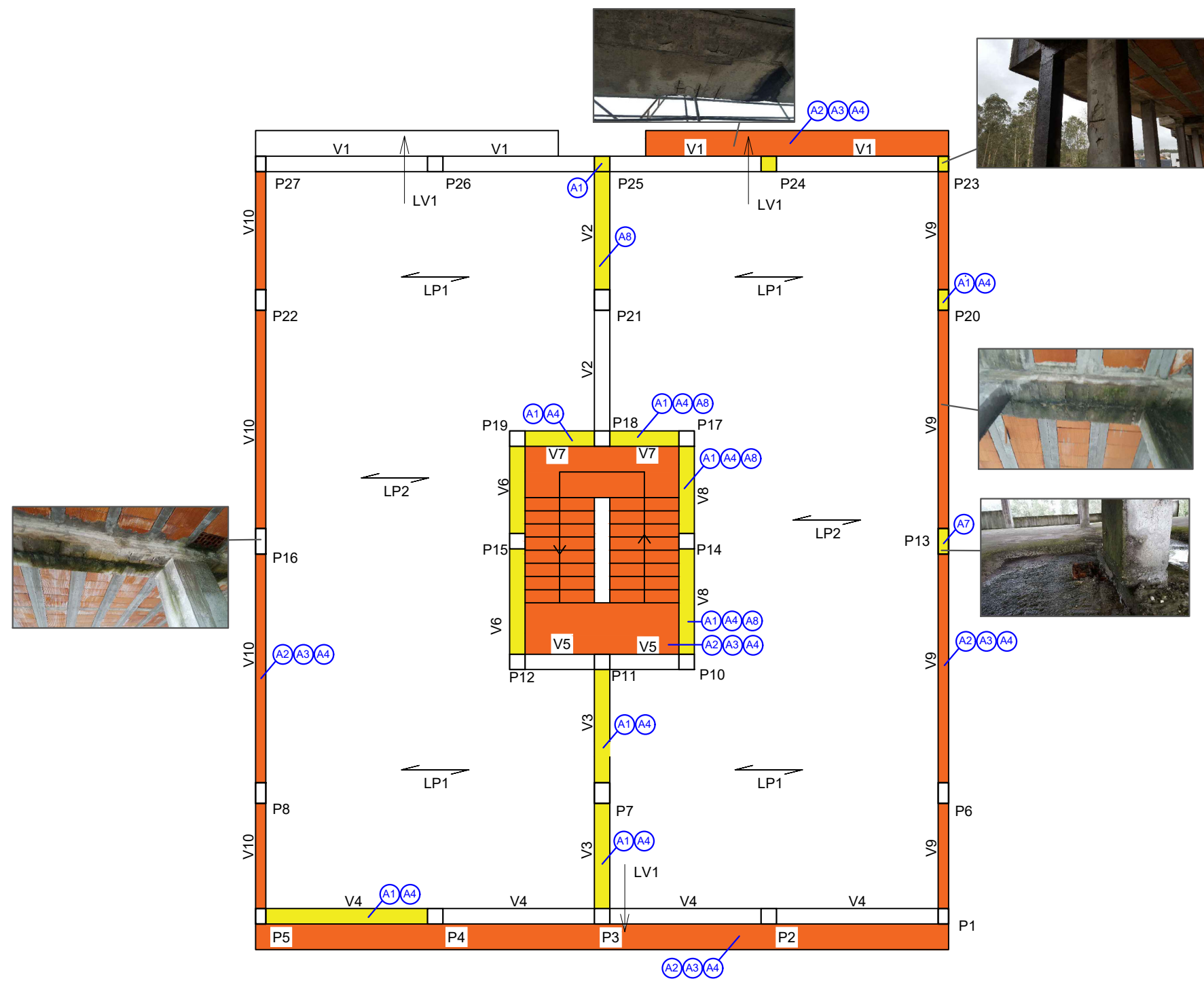
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 2	Piso 1	DES. N.º: 26




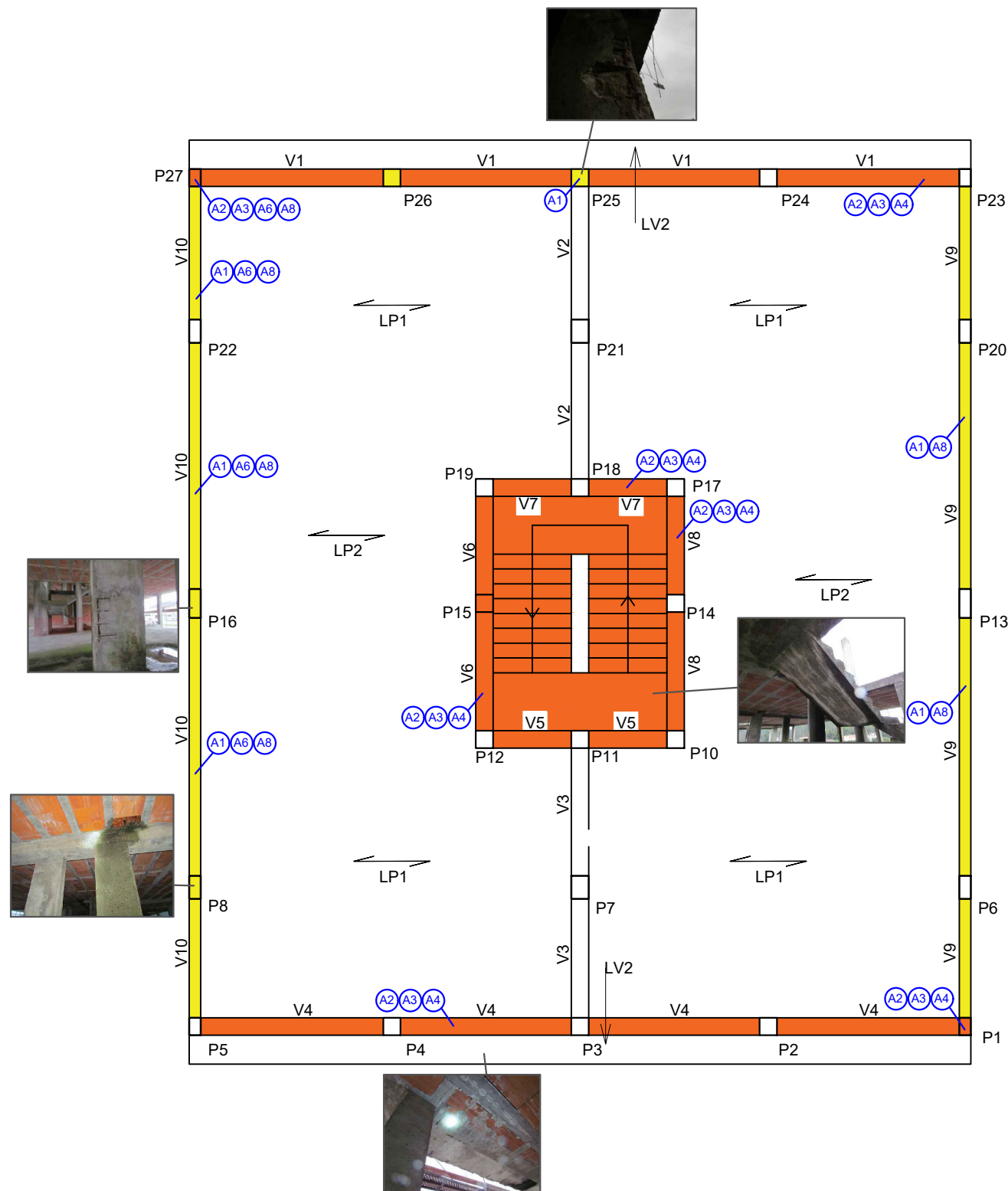
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 2	Piso 2	DES. N.º: 27




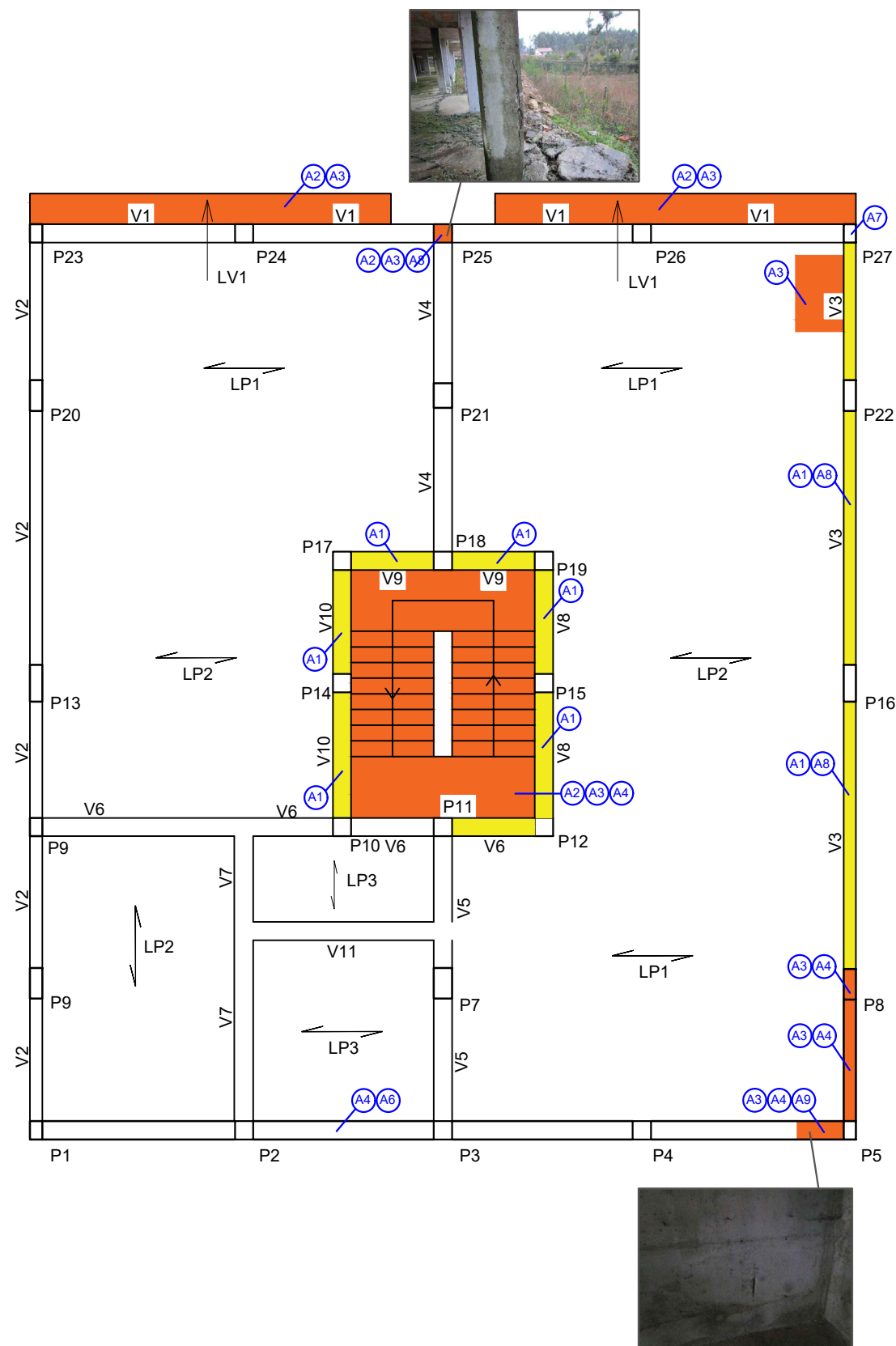
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 2	Piso 3	DES. N.º: 28




Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 3	Piso 0	DES. N.º: 29




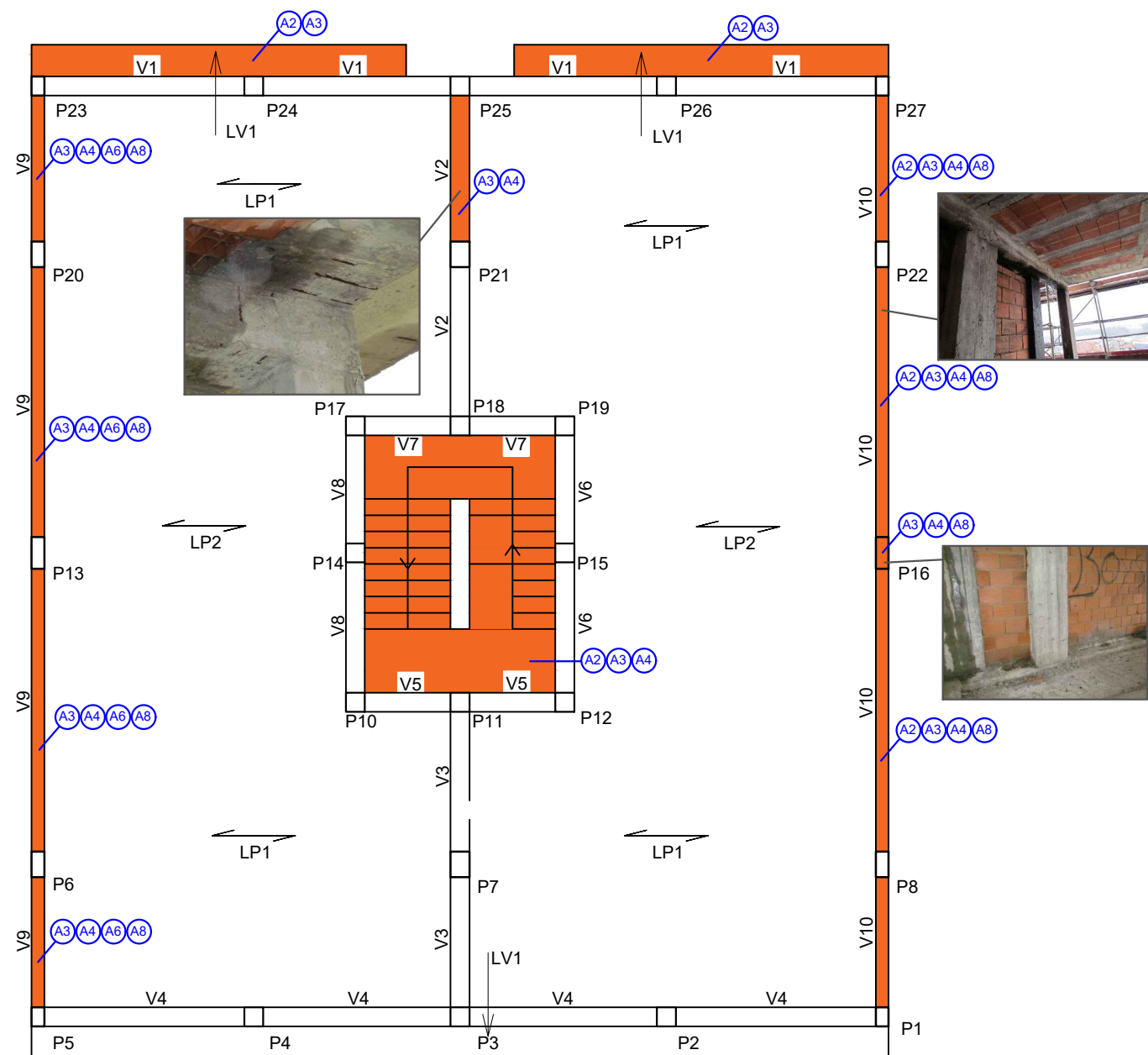
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 3	Piso 1	DES. N.º: 30




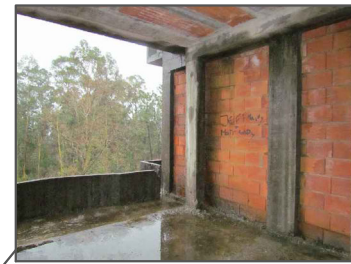
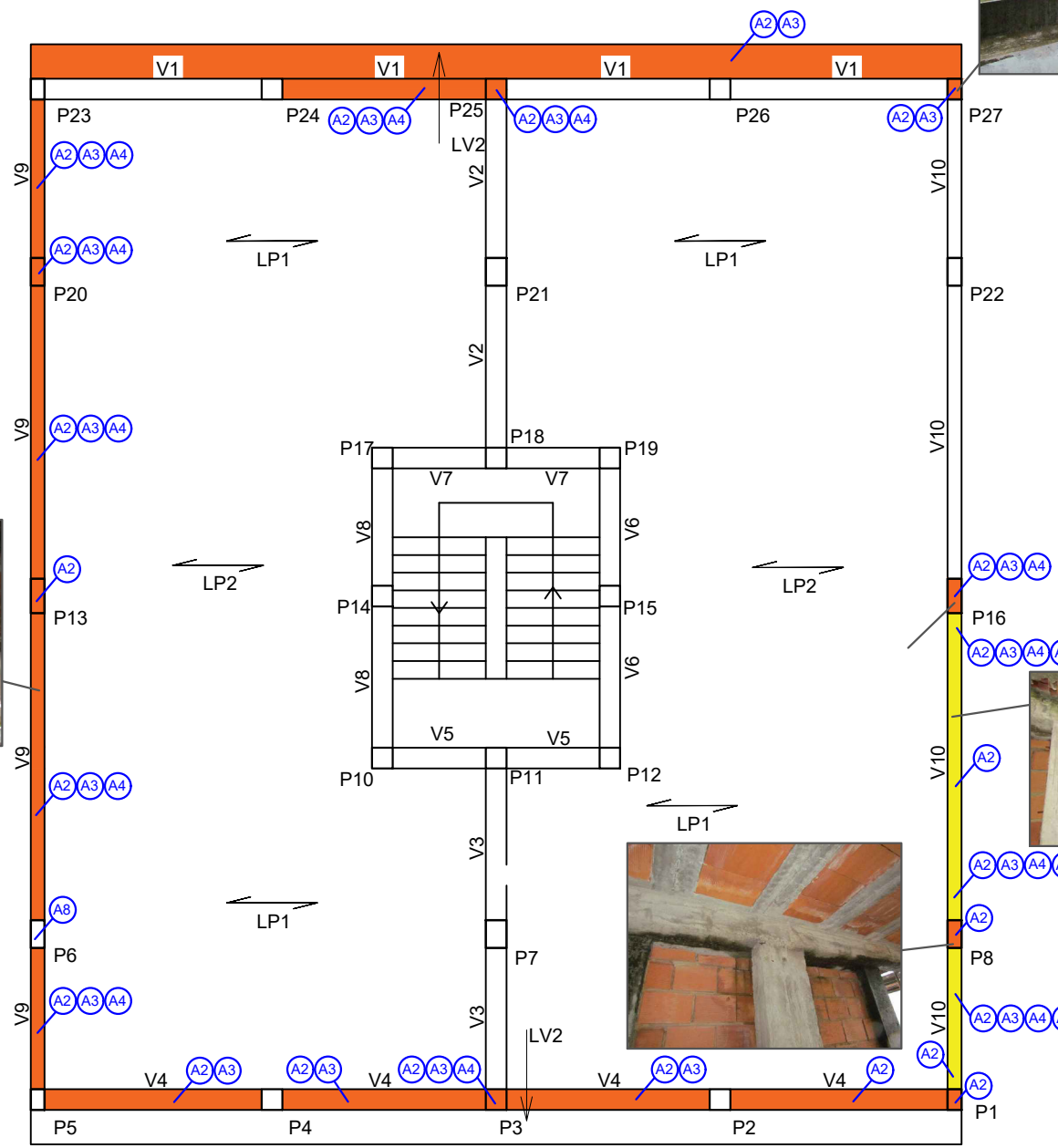
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 3	Piso 2	DES. N.º: 31




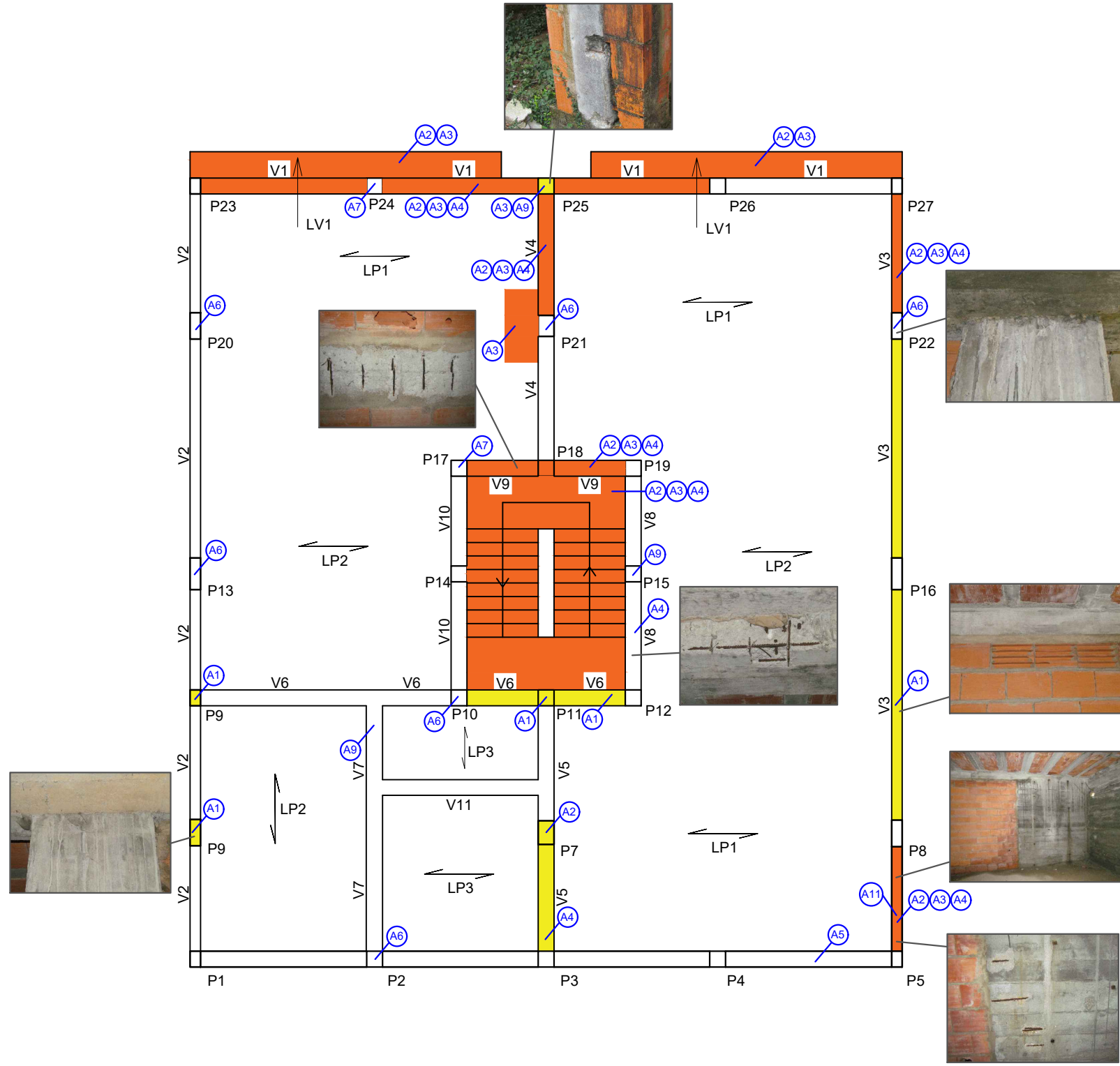
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 3	Piso 3	DES. N.º: 32




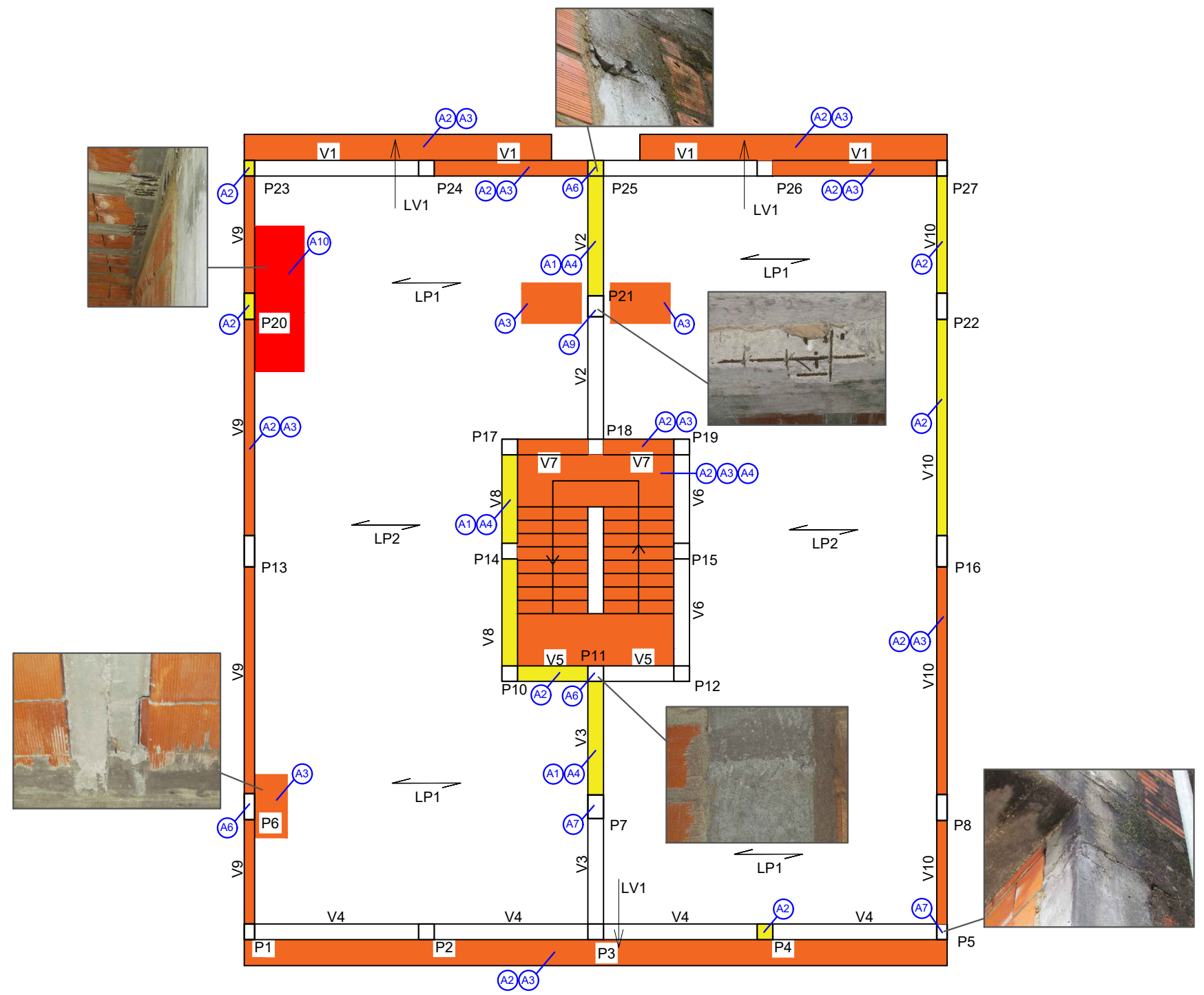
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura
- A11 - Solução Estrutural Desadequada

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 4	Piso 0	DES. N.º: 33




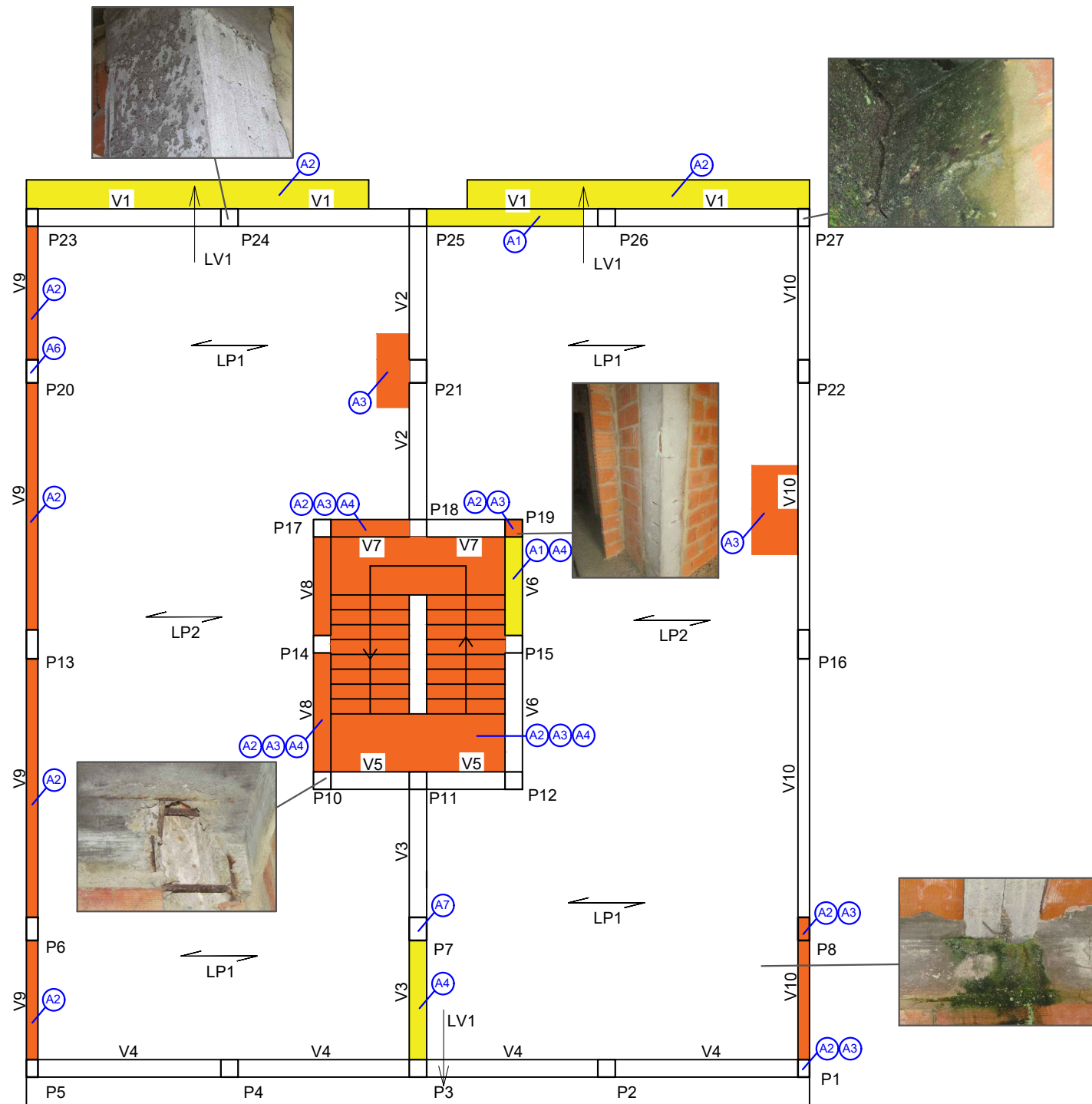
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 4	Piso 1	DES. N.º: 34




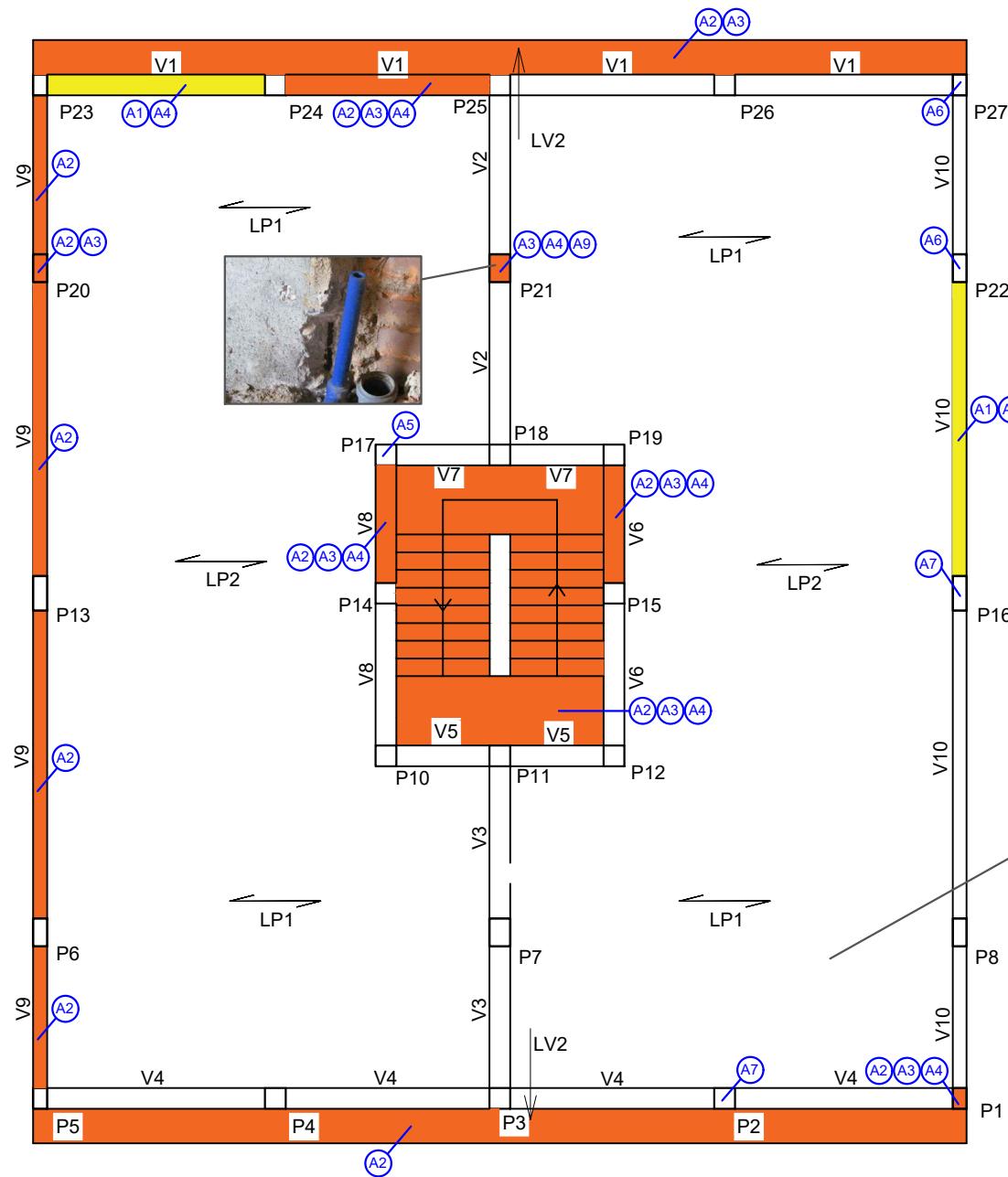
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 4	Piso 2	DES. N.º: 35




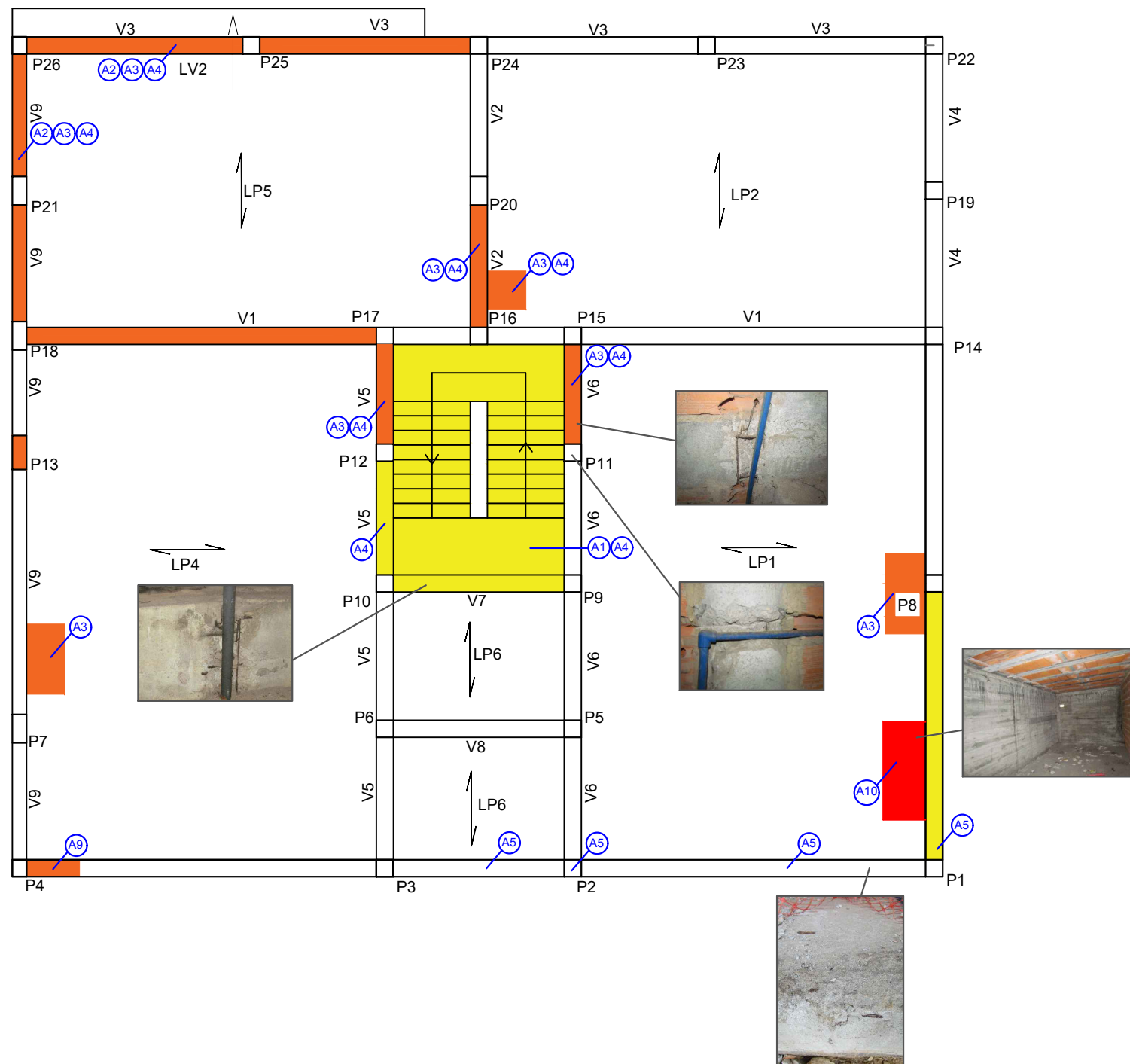
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 4	Piso 3	DES. N.º: 36




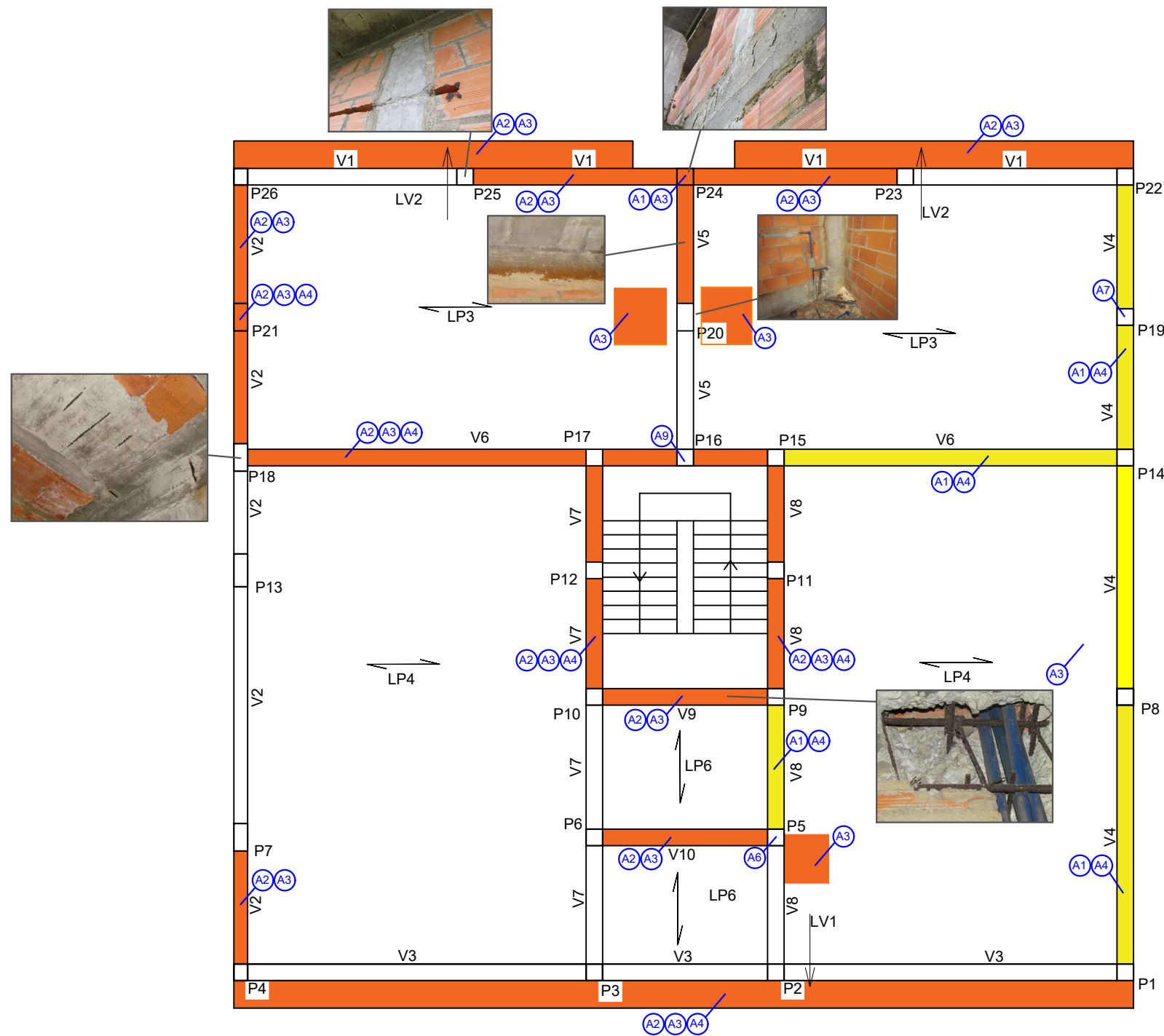
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 5	Piso 0	DES. N.º: 37




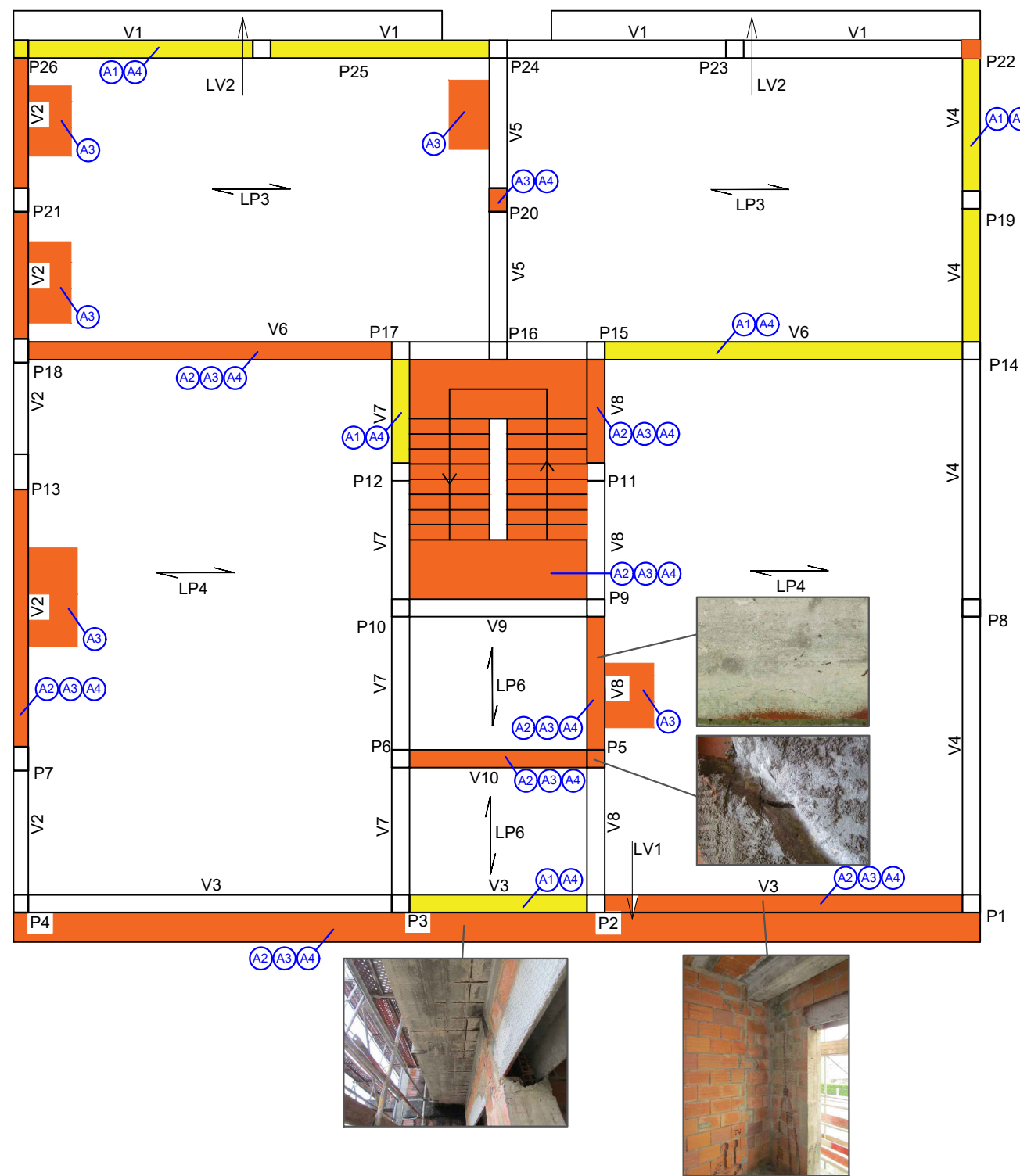
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 5	Piso 1	DES. N.º: 38




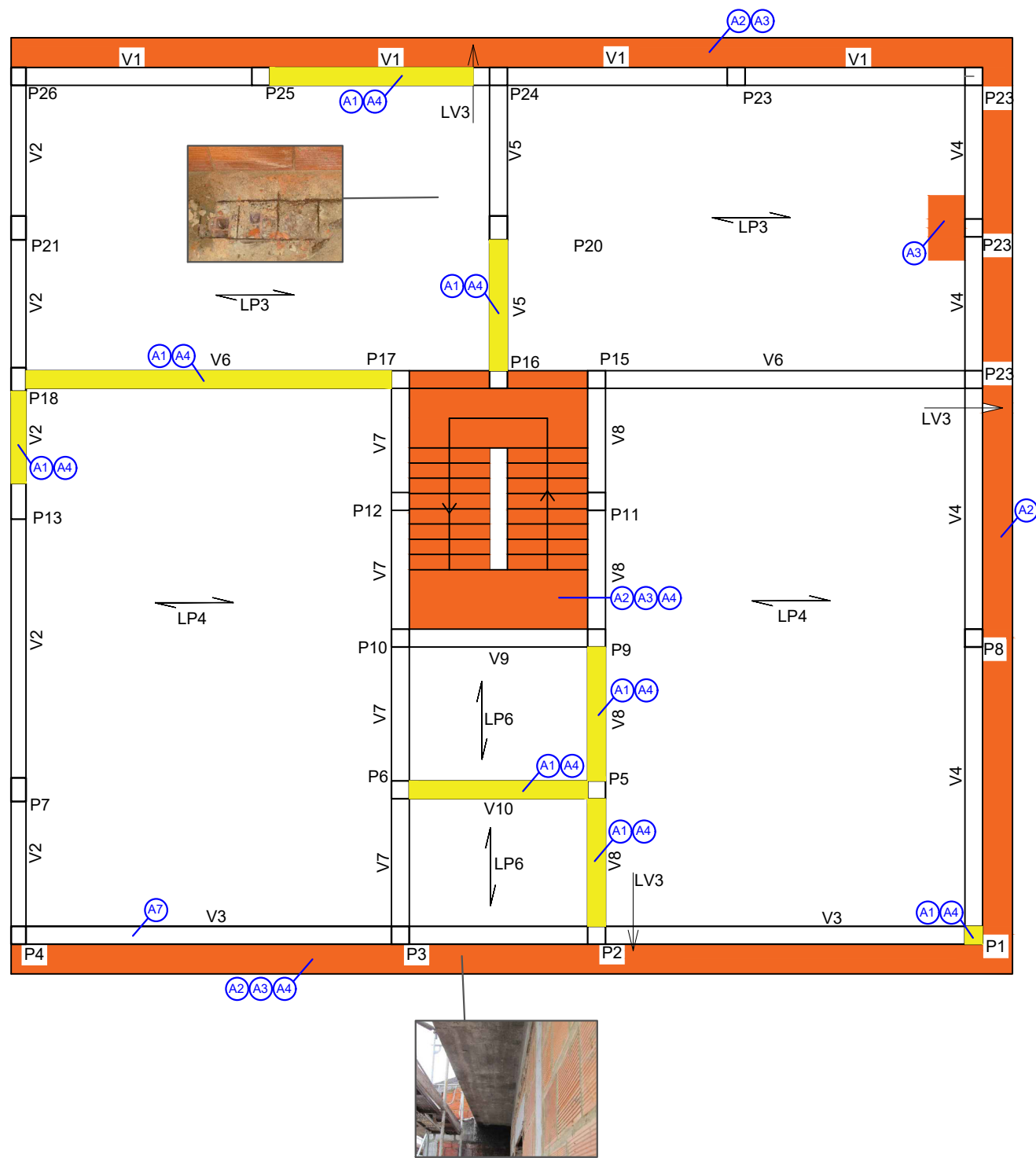
Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 5	Piso 2	DES. N.º: 39




Lista de Anomalias

- A1 - Delaminação pontual do betão
- A2 - Delaminação extensa
- A3 - Armadura à vista sem recobrimento
- A4 - Armadura à vista
- A5 - Fendilhação
- A6 - Vazios, ninhos de brita, porosidade (...)
- A7 - Desalinhamentos e imperfeições
- A8 - Escorrências
- A9 - Aspetos construtivos com interferência
- A10 - Rotura

Estados de Conservação

- EC3 ■
- EC4 ■
- EC5 ■

 Instituto Superior de Engenharia do Porto	Caso de Estudo		ESCALA: 1:100
	Mapa de Anomalias		
	Bloco 5	Piso 3	DES. N.º: 40