

INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANÇA
ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO
MESTRADO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO

Andy Valdino Delgado Monteiro

**EDIFÍCIO DOS SERVIÇOS CENTRAIS DO IPB: PATOLOGIAS,
ANÁLISE ESTRUTURAL E PROPOSTA DE REFORÇO
ESTRUTURAL**

**EDIFÍCIO DOS SERVIÇOS CENTRAIS DO IPB: PATOLOGIAS,
ANÁLISE ESTRUTURAL E PROPOSTA DE REFORÇO
ESTRUTURAL**

Andy Valdino Delgado Monteiro (Nº 50131)

Dissertação Final apresentado à Escola Superior de Tecnologia e Gestão
DO INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANÇA, para obtenção do
grau de Mestre em Engenharia da Construção

Orientador: Prof. Dr. Manuel Teixeira Braz César

À Minha Mãe

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho, desejo exprimir o meu mais profundo agradecimento às pessoas que de diversas formas contribuíram para a conclusão do meu mestrado.

Ao professor Manuel Teixeira Braz César, um agradecimento especial pela sua disponibilidade, no esclarecimento de dúvidas e pela experiência transmitida ao longo da orientação deste trabalho.

A todos os professores com que foi cruzando ao longo deste mestrado deixo uma palavra de agradecimento pelos conhecimentos transmitidos.

À minha mãe o meu especial e eterno agradecimento por todo o seu apoio e suporte ao longo da realização deste mestrado e em todos os outros momentos da minha vida.

À minha namorada Simone, por estar sempre ao meu lado pelo apoio e dedicação ao longo de todo este percurso.

Às minhas irmãs pelas palavras de motivação e por estarem sempre presentes nos momentos bons e menos bons.

Aos meus amigos em especial ao Mario Reis pelas palavras de incentivo e pela amizade sempre demonstrada.

Agradeço ao senhor Horácio pela pronta disponibilidade em fornecer-me informações relativos a fase de construção do Edifício dos Serviços Centrais do IPB.

À toda a minha família pelo suporte e por sempre estarem ao meu lado.

RESUMO

O surgimento de patologias nos edifícios ao longo de sua vida útil, que condiciona o seu correto funcionamento, leva com que seja necessário realizar intervenções para garantir as exigências normativas e o adequado funcionamento da estrutura.

O reforço de estruturas, quando aplicado em edifícios, é uma intervenção que visa melhorar ou corrigir anomalias verificadas durante a vida útil do edifício. Esse reforço tem como consequência a garantia da funcionalidade e aumento significativo da segurança estrutural, prolongando a durabilidade da estrutura, assegurando a sua longevidade, oferecendo maior confiabilidade e agregando maior valor de mercado ao edifício (1).

Este trabalho apresenta uma solução de reforço estrutural, tendo como caso de estudo o “Edifício dos Serviços Centrais do Instituto Politécnico de Bragança”. As manifestações patológicas presentes no edifício motivaram a realização deste trabalho. Para melhor compreender à cerca das manifestações patológicas e as técnicas de reforço estrutural, realizou-se um estudo de artes, expondo as patologias mais comuns nos edifícios e as técnicas de reforço mais amplamente utilizadas. Em seguida, foi feito um levantamento e exposição das patologias existentes no edifício, seguido um estudo de diagnóstico das patologias. Foi realizado uma análise estrutural com modelação da estrutura do edifício no software de cálculo automático CypeCad. Esta análise contempla um estudo comparativo entre a regulamentação Portuguesa (RSA e REBAP) e a regulamentação Europeia (EUROCODIGOS Estruturais). O trabalho culminará com a apresentação de solução de reforço para as lajes do edifício e a correção das patologias identificadas.

Palavras-chave: patologias, diagnóstico de patologias, análise e dimensionamento estrutural, reforço estrutural.

ABSTRACT

The emergence of pathologies in buildings throughout their life, which conditions its correct functioning, leads to interventions to be carried out to ensure the normative requirements and the proper functioning of the structure.

The reinforcement of structures, when applied in buildings, is a crucial intervention that aims to improve or correct anomalies during the life of the building. This reinforcement of has consequently the guarantee of functionality and significant increase in structural safety, prolonging the durability of the structure, ensuring its longevity, offering greater reliability adding greater market value to the building.

This work presents a structural reinforcement solution, having as case study the "Central Services Building of the Polytechnic the Bragança". The pathological manifestations present in the building motivated this work. To better understand the manifestations of pathologies and structural reinforcement techniques, a study was carried out on the arts, exposing the most common pathologies in buildings and the most widely used reinforcement techniques. Then, a survey and exposure of the existing pathologies in the building was made, followed by a diagnostic study of the pathologies. A structural analysis will be performed with modeling of the building structure in the automatic calculation software CypeCad. This analysis includes a comparative study between the Portuguese regulation (RSA and REBAP) and the European regulation (EUROCODES Structural). The work will culminate with the presentation of reinforcement solution for building slabs and correction of identified pathologies.

Keywords: pathologies, diagnosis of pathologies, structural analysis and design, structural reinforcement.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	II
ABSTRACT	III
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABELAS	X
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	XI
1. Introdução	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS PROPOSTOS	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	2
2. Estado de Arte- patologias estruturais e não estruturais, reforço de fundações e de superestrutura em edifícios de betão armado	3
2.1. Introdução a patologias em edifícios de betão armado	3
2.2. Origem de patologia nas estruturas.....	3
2.2.1. Patologias geradas na fase de conceção da estrutura (projeto).....	4
2.2.2. Patologias geradas na fase de execução da estrutura (construção).....	4
2.2.3. Patologias geradas na fase de utilização da estrutura (manutenção)	5
2.3. Processos físicos de deterioração das estruturas de betão.....	5
2.4. Causas diretas da ocorrência de patologias.....	5
2.5. Causas indiretas da ocorrência de patologias.....	7
2.6. Patologias não estruturais em edifícios de betão armado	9
2.7. Patologias estruturais em edifícios de betão armado	11
2.8. Reforço de estrutural de betão	17
2.8.1. Enquadramento.....	17
2.8.2. Reforço de fundações	18
2.8.3. Sistemas de suporte temporário.....	19
2.8.4. Técnicas utilizadas no reforço de fundações	19
2.8.5. Reforço de superestrutura.....	44
3. Diagnóstico das patologias existentes no Edifício dos Serviços Centrais do IPB74	
3.1. Enquadramento	74
3.2. Localização do edifício.....	74
3.3. Descrição do edifício	75
3.4. Inspeção e diagnóstico de patologias no Edifício dos Serviços Centrais do IPB	77
3.5. Fissuras	79
3.6. Deformação da laje	90

3.7.	Recolha de informações.....	90
4.	Modelação e análise da estrutura do Edifício dos Serviços Centrais do IPB..	91
4.1.	Enquadramento	91
4.2.	Descrição do edifício	91
4.3.	Modelo estrutural.....	94
4.4.	Modelação estrutural.....	95
4.5.	Análise dos resultados segundo o RBAPE	96
4.6.	Segundo os Eurocódigos.....	98
4.7.	Análise dos resultados segundo o Eurocódigos.....	100
4.8.	Diagnostico de patologias.....	101
5.	Solução de reforço para a laje do edifício	103
5.1.	Enquadramento	103
5.2.	Solução de reforço	103
5.3.	Verificações ELU e ELS das vigas de reforço	105
5.4.	Deformação das lajes após o reforço	105
6.	Soluções de reabilitação das patologias	106
6.1.	Enquadramento	106
6.2.	Soluções de reabilitação.....	106
6.3.	Técnica de reparação	107
6.4.	Materiais	110
	CONCLUSÃO.....	111
	REFERÊNCIAS	112
	ANEXOS	XII
	ANEXO I	XIII
	ANEXO II	XV
	ANEXO III	XIX
	ANEXO IV	XXI
	ANEXO V	XXII

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Deposição à superfície de sais dissolvidos pela percolação de água no interior do betão (6).	9
Figura 2 - Descasque do bordo de uma laje provocado pela corrosão das armaduras (7).	10
Figura 3 - Descasque em uma laje provocada por carga excessiva (7).	10
Figura 4 - Zonas porosas(7)	10
Figura 5 - Manchas de ferrugem(7)	10
Figura 6 - Junta de betonagem mal executadas (7).	11
Figura 7 - Superfície irregular (7).	11
Figura 8 - Fases da instalação do processo de corrosão das armaduras no betão (3).	14
Figura 9 - Deformação excessiva de laje fungiforme (9).	15
Figura 10 - Fenda em parede de alvenaria causada por deformação excessiva de laje fungiforme (9).	15
Figura 11 - Rotura por punçoamento (9).	15
Figura 12 - Escavação para posterior aterro para implantação de fundações a mesma cota (10).	16
Figura 13 - Fundações diretas apoiadas em solos com diferentes características (10).	16
Figura 14 - Não conformidade entre o projetado e o executado (11).	16
Figura 15 - Fundação assente sobre um aterro mal-executado (11).	17
Figura 16 - Esquema de escoramento durante os trabalhos de (11):	19
Figura 17 - Esquema de reforço de uma sapata isolada por alargamento, adaptado (11).	20
Figura 18-Reforço das fundações isoladas por alargamento, na obra de requalificação do mercado do Bom Sucesso, Adaptado de (11).	21
Figura 19 - Escavação do terreno por troços alternados com equipamento adequado de modo a deixar as fundações acessíveis aos trabalhos (11).	22
Figura 20 - Execução de perfurações na fundação existente e introdução dos varões fixados por buchas químicas (11).	23
Figura 21 - Trabalhos de colocação de armadura e de cofragem (11).	23
Figura 22 - Aspeto final do reforço por alargamento (11).	23
Figura 23 - Escavação do terreno por troços alternados deixando as fundações acessíveis a realização dos trabalhos (11).	24
Figura 24 - Colocação do betão de limpeza e da armadura de recalçe (11).	25
Figura 25 - Colocação de cofragem e betonagem do recalçe (11).	25
Figura 26 - Diferentes soluções de transferência de carga (11)	25
Figura 27 - Realização de chanfros de canto (11)	26
Figura 28 - Execução de armadura nos troços escavados de um dos lados de fundação (11).	26
Figura 29 - Execução da outra metade da armadura da fundação (11).	27
Figura 30 - Aspeto final do recalçe (11).	27
Figura 31 - Execução de antepoço (11).	28
Figura 32 - Colocação de escoramentos no antepoço (11).	28
Figura 33 - Prolongamento e escoramento do antepoço sob a fundação a recalçar (11).	28
Figura 34 - Seguimento com as escavações do poço sob a fundação até a profundidade desejada (11).	29
Figura 35 - Aspeto final do elemento de fundação apos realizar o recalçe (11).	29
Figura 36 - Reforço das fundações da ponte (“Vecchio”, Florença, Itália) com micro-estacas (13).	30
Figura 37 - Aplicação de micro-estacas Tipo 1 (14).	33
Figura 38 - Aplicação de micro-estacas Tipo 2 (14)	33
Figura 39 - Secções tipo de micro-estacas (13).	35
Figura 40 - Micro-estaca reforçada com barra Gewi (14).	37

Figura 41 - Preenchimento do furo com calda de cimento injetada (14).....	38
Figura 42 - Secção final da micro-estaca (14).....	38
Figura 43 - Esquema de reforço de micro estacas com perfis tubulares conjugado com varões de aço (14).	38
Figura 44 - Equipamento de perfuração para execução de micro-estacas (14).....	39
Figura 45 - Varas de furação (14).....	40
Figura 46 - Cabeça de furação (14).	40
Figura 47 - Varões nervurados e roscados (13).	40
Figura 48 - Perfis metálicos (tubo API N80) (13).....	40
Figura 49 - Reforço com ligação selada (13).	42
Figura 50 - Tipos de superfícies dos tipos de furos (13).	42
Figura 51 - Reforço com alargamento de fundações (13).	43
Figura 52- Reforço com alargamento e recalçamento (13).	44
Figura 53 - Reforço com alargamento e sobreposição (13).....	44
Figura 54 - Encamisamento de nó de ligação viga/pilar (17).	46
Figura 55 - Encamisamento de pilar (17)	46
Figura 56 - Encamisamento de parede com betão projetado (17).	46
Figura 57 - Reforço de viga a flexão por incremento de armadura de tração com aumento da altura da viga (1).	47
Figura 58 - Metodologias de execução de betonagem no reforço de vigas por encamisamento de betão armado (12).	48
Figura 59 - Espessura a betonar em função do material e técnica a utilizar (16).	49
Figura 60 - Reforço de uma viga à flexão por aumento da armadura de tração sem aumento da altura da viga (12).	49
Figura 61 - Substituição de varões danificados (12).	50
Figura 62 - Aplicação de proteção com resina epóxi nos varões (12).....	50
Figura 63 - Reforço de uma viga à flexão com recurso a nova armadura embebida na viga pré-existente (12).	50
Figura 64 - Reforço de uma viga à flexão com recurso a nova armadura embebida na laje pré-existente (12).	51
Figura 65 - Secção de um pilar reforçado por encamisamento de betão armado (12).	51
Figura 66 - Reforço de pilar por encamisamento de betão armado, com pormenor da ancoragem das armaduras de fundação (1).....	53
Figura 67 - Reforço de pilar com recurso a rede eletrossoldada (12).	53
Figura 68 - Pilar retangular encamisado com chapas metálicas (17).	54
Figura 69 - Pilar circular encamisado com chapas metálicas (17).....	54
Figura 70 - Efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta (17).	55
Figura 71 - Sistema base de encamisamento de pilares com chapas metálicas (17).....	55
Figura 72-Encamisamento total de pilar com chapas metálicas (17).	56
Figura 73 - Encamisamento parcial de pilar com chapas metálicas (17).	56
Figura 75 - Pilar reforçado com armaduras exteriores (17).....	57
Figura 74Figura 74 - Pilar de betão armado reforçado com cantoneiras e presilhas de aço (18).	57
Figura 76 - Comparação das propriedades entre o aço, o alumínio e o compósito (2).	60
Figura 77 - Tela de fibra de carbono (20).....	60
Figura 78 - Tela de fibra de aramida (20).....	60
Figura 79 - Tela de fibra de vidro (20).....	60
Figura 80 - classificação das fibras (2).	61

Figura 81 - Comportamento à tração de fibras e metais (2).	61
Figura 82 - Fio contínuo de fibra (2).	61
Figura 83 - Cordão de FRP (2).	61
Figura 84 - Manta unidirecional de FRP (2).	61
Figura 85 - Manta bidirecional de FRP (2).	62
Figura 86 - Tecido de FRP (2).	62
Figura 87 - Manta multidirecional de FRP (2).	62
Figura 88 - Preparação da superfície do betão por picagem (17).	62
Figura 89 - Preparação da superfície do betão por jato de área (17).	62
Figura 90 - Limpeza da superfície com jatos de água (17).	62
Figura 91 - Aplicação de primário epóxico (17).	63
Figura 92 - Regularização da superfície com argamassa epóxida (17).	63
Figura 93 - Aplicação da primeira camada de resina epóxida, para colagem (17).	63
Figura 94 - Aplicação das mantas (17).	63
Figura 95 - Aplicação de resinas de impregnação (17).	63
Figura 96 - Aplicação de revestimento final de proteção (17).	63
Figura 97 - Reforço de laje com laminado de FRP (20).	64
Figura 98 - Reforço de laje com laminado de FRP (19).	64
Figura 99 - Reforço de viga nervurada de uma laje fungiforme com colagem de chapas metálicas (17).	66
Figura 100 - Solução de colagem com resina epoxi (17).	68
Figura 101 - Solução de colagem com resina epoxi e bucha(17).	68
Figura 102 - Solução de reforço mais utilizado (17)	68
Figura 103 - solução utilizada quando a área de armadura é elevada (17).	68
Figura 104 - Situação em que pode ocorrer fendilhação dos cantos do elemento de betão (17).	68
Figura 105 - Detalhamento dos elementos de reforço e disposições de armadura (17).	68
Figura 106 - Reforço de laje fungiforme em zona de ligação laje-pilar, com aplicação de pré-esforço (21).	70
Figura 107 - Marcação do posicionamento do cordão após utilização de raios-X (22).	70
Figura 108 - furação do elemento existente (22).	70
Figura 109 - Montagem dos cordões (22).	70
Figura 110 - Estado final do reforço (22).	70
Figura 111 - Operação de tensionamento dos cabos de pré-esforço (22).	71
Figura 112 - Pormenor do macaco hidráulico (22).	71
Figura 113 - Ancoragem num pilar (22).	71
Figura 114 - Pormenor de uma ancoragem com proteção galvanizada (22).	71
Figura 115 - Reforço por alteração do sistema estrutural com a colocação de novos pilares metálicos (23).	72
Figura 116 - Reforço de laje com introdução de perfis metálicos (20).	72
Figura 117 - Reforço de viga com perfil metálico (9)	73
Figura 118 - Localização do edifício dos Serviços Centrais do IPB [google maps].	75
Figura 119 - Planta de arquitetura do piso -2 do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (24).	75
Figura 120 - Planta de arquitetura do piso -1 do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (24).	76
Figura 121 - Planta de arquitetura do piso 0 do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (24).	76
Figura 122 - Meios auxiliares de avaliação in situ utilizados na inspeção do edifício.	77
Figura 123- Mapa de patologias Piso -1.	77
Figura 124-Mapa de patologias Piso 0.	78
Figura 125 - Sapatas da estrutura do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (25)	94

Figura 126-Quadro de pilares da estrutura do edifício (25)	95
Figura 127 - Vista sul do modelo estrutural do edifício.....	95
Figura 128 - Vista norte do modelo estrutural do edifício.....	96
Figura 129- Deformada da laje do piso -1 (REBAP).	96
Figura 130 - Deformada da laje do piso 0 (REBAP).....	97
Figura 131-Deformada da laje da cobertura (REBAP).	98
Figura 132-Deformada da laje do piso -1 (Eurocódigos).	100
Figura 133-Deformada da laje do piso 0 (Eurocódigos).	101
Figura 134-Deformada da laje da cobertura (Eurocódigos).....	101
Figura 135-Localização das vigas de reforço.....	104
Figura 136- Vista 3D dos reforços introduzidos na laje do piso -2.....	104
Figura 137- Deslocamentos na laje do piso -2 após introdução de vigas de reforço.	105
Figura 138- Abre fissuras(28)	107
Figura 139-Abertura de fissura em forma de “v”(28)	107
Figura 140- Etapas do tratamento (28)	108
Figura 141- Etapas do tratamento de fissuras (28).	109
Figura 142- Tratamento de fissuras com recurso a grampos (29).....	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Principais vantagens e desvantagens dos FRPs (19).....	59
Tabela 2 - Valores das propriedades dos tipos de fibras (20).....	60
Tabela 3 -Valores das propriedades dos laminados e mantas de FRP (20).....	64
Tabela 4 - Valor das ações permanentes consideraras no cálculo da estrutura (25).....	91
Tabela 5 - Valor das ações variáveis consideraras no cálculo da estrutura (25).....	92
Tabela 6 - Ação sísmica considerados no dimensionamento da estrutura (25).....	92
Tabela 7 - Propriedades do betão (25).	93
Tabela 8 - Propriedades do Aço(25).	93
Tabela 9- Dados das vigas V1, V2, V3, V4, V6, V7, V8 e V9 (extraído do CypeCad)	104
Tabela 10- Dados da Viga V5(extraído do CypeCad)	105

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

REBAP- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçados.

RSA - Regulamento de Segurança e Ações.

EC2 – Eurocódigo 2.

EC3 – Eurocódigo 3.

ELU - Estado limite Último.

ELS - Estado limite Serviço.

FRP - Fiber Reinforced Polymer.

CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer (Compósitos Reforçados com Fibras de Carbono).

GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer Compósitos Reforçados com Fibras de Vidro).

AFRP - Aramid Fiber Reinforced Polymer (Compósitos Reforçados com Fibras de Aramida).

IPB - Instituto Politécnico de Bragança.

GPa - Giga Pascal.

MPa - Mega Pascal.

E - Módulo de elasticidade.

σ_u - Tensão última.

ϵ_u - Extensão última.

ξ – Coeficiente de amortecimento sísmico.

η – Ductilidade sísmica.

Wk – Ação da neve.

CAPÍTULO 1

1. Introdução

1.1. ENQUADRAMENTO GERAIS

O betão armado, tem evidenciado as suas potencialidades ao longo do tempo, apresentando com uma das melhores opções na área da construção civil. Este fato é notório, pois cada vez mais têm-se construído estruturas mais esbeltas e arrojadas.

No entanto, surgiram alguns problemas que foram ignorados até há alguns anos, principalmente relacionados com o fato de o material “milagroso” apresentar dificuldades de reajuste, especialmente em termos de capacidade de carga, uma vez consolidada a estrutura. Atualmente, muitas estruturas estão a atingir o período de vida inicialmente previsto, evidenciando os efeitos do envelhecimento, enquanto noutras, observa-se o aparecimento de degradação prematura, muito antes deste período, devido às características conhecidas dos materiais de construção (2).

Um projeto de intervenção numa estrutura existente exige uma metodologia de abordagem substancialmente diferente daquela seguida no projeto de uma estrutura nova. Essa abordagem inicia-se com a recolha pormenorizada de toda a informação disponível acerca das preexistências e culmina na produção de peças escritas e desenhadas que concretizam o projeto propriamente dito (2).

1.2. OBJECTIVOS PROPOSTOS

Tendo como objetivo principal, apresentação de uma proposta de reforço para à estrutura do Edifício dos Serviços Centrais do IPB, de modo a garantir um comportamento adequado da estrutura do edifício, segundo os pressupostos nas normas.

Realizar um estudo de arte sobre as patologias estruturais e não estruturais em edifícios de betão armado, bem como das técnicas de reforço estrutural;

- Realizar um estudo e diagnóstico das patologias existentes no edifício dos Serviços centrais do IPB;

- Modelar e analisar o comportamento estrutural do Edifício dos Serviços Centrais do IPB;
- Apresentar uma solução de reforço e reparação das patologias existentes no edifício.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho encontra-se estruturado nos seguintes capítulos:

Capítulo 1- Neste capítulo, é feita uma breve introdução ao tema desta dissertação. Descreve-se os principais objetivos preconizados e a estrutura do trabalho;

Capítulo 2- Estado de arte: patologias estruturais e patologias não estruturais em edifícios de betão armado, reforço de fundações e de superestrutura em edifícios de betão armado;

Capítulo 3- Realizar um estudo de diagnóstico das patologias existentes no Edifício dos Serviços Centrais do IPB. Analisar os elementos disponíveis do processo de licenciamento/execução do Edifício Serviços Centrais do IPB (Projeto de arquitetura e de especialidades);

Capítulo 4- Modelação e análise da estrutura existente (com base nos elementos disponíveis) em um programa de cálculo automático (CypeCad). Identificação de eventuais discrepâncias entre o modelo e os elementos executados com análise dos resultados nos regulamentos RBAPE e EUROCODIGOS.

Capítulo 5- Apresentar uma solução de reforço para as lajes do edifício mediante o diagnóstico das patologias existentes no edifício;

Capítulo 6- Propor uma solução para o tratamento das patologias existentes no edifício.

CAPTÍTULO 2

2. Estado de Arte- patologias estruturais e não estruturais, reforço de fundações e de superestrutura em edifícios de betão armado

2.1. Introdução a patologias em edifícios de betão armado.

A manifestação patológica em edifícios está associada a ocorrência de diversos fatores que resultam na alteração das propriedades físicas, químicas e mecânicas dos materiais, para além destes fatores, há outros que ocorrem por deficiência ao nível da conceção e execução, elas podem ser enquadradas em dois grupos que os caracterizam e diferenciam em função do grau de ameaça que elas representam a integridade e desempenho do edifício.

A durabilidade das estruturas de betão armado pode ser definida como a capacidade para resistir às ações físicas, químicas e mecânicas, inerentes aos mecanismos de deterioração dos materiais. Consequentemente, o desempenho das estruturas de betão armado, será dependente da sua capacidade para resistir a essas ações, garantindo a satisfação dos requisitos de segurança, funcionalidade e estética, para os quais foi concebida (1).

2.2. Origem de patologia nas estruturas

Salvo os casos correspondentes à ocorrência de catástrofes naturais, em que a violência das solicitações, aliada ao carácter marcadamente imprevisível das mesmas, será o fator predominante, os problemas patológicos têm sua origem em falhas que ocorrem durante a realização de uma ou mais das atividades inerentes ao processo genérico que se denomina de construção civil, processo esse que pode ser dividido, em três etapas básicas: conceção, construção e utilização (3).

O surgimento de patologia em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controlo de qualidade próprio de uma ou mais atividades (3).

2.2.1. Patologias geradas na fase de conceção da estrutura (projeto)

Várias são as falhas possíveis de ocorrer durante a conceção da estrutura, elas podem originar durante o estudo preliminar (lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto de execução. Consta-se que as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojeto equivocados, são responsáveis pelo encarecimento do processo de construção, ou por transtornos relacionados à utilização da obra, enquanto as falhas geradas durante a realização do projeto final de engenharia geralmente são responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios e podem ser tão diversas como (3):

- Má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas;
- Má definição do modelo analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo;
- A não compatibilização entre os projetos de arquitetura, estruturas e demais especialidades;
- Seleção e especificação incorreta de materiais e técnicas construtivas;
- Pormenorização insuficiente ou deficiente;
- Detalhamento construtivos inexequíveis;
- Erros numéricos ou engano de representação;
- Inadequação ao ambiente (de natureza geotécnicas, geofísicas e/ou climáticas);
- Inadequação a condicionantes técnicos ou económicos.

2.2.2. Patologias geradas na fase de execução da estrutura (construção)

Uma vez iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas às causas tão diversas como (3).

- Não conformidade entre o que foi projetado e o efetivamente executado;
- Má qualidade dos materiais empregues;
- Falta de preparação e de qualificação da mão-de-obra utilizada;
- Manuseamento e processos de aplicação inadequado dos materiais;
- Má interpretação do projeto;
- Ausência ou insuficiência de fiscalização;
- Alterações inadequadas das soluções de projeto, incluindo no que se refere aos materiais propostos.

2.2.3. Patologias geradas na fase de utilização da estrutura (manutenção)

Findada as etapas de conceção e construção, mesmo quando tais etapas tenham sido de qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de manutenção adequado, entre as causas mais comuns estão (3) :

- Alteração das condições de utilização previstas, implicando, nomeadamente, o agravamento das ações consideradas no projeto;
- Remodelações e alterações mal concebidas;
- Ausência, insuficiência ou inadequação da manutenção;
- Degradação dos materiais (deterioração anormal por incúria na utilização);
- Alterações das condições do contexto envolvente do edifício, não previstas no projeto (escavações importantes, novas construções, demolições de edifícios contíguos).

2.3. Processos físicos de deterioração das estruturas de betão

Os efeitos resultantes da atuação dos agentes intrínsecos e extrínsecos da deterioração das estruturas de betão armado, fazem sentir, nos pontos mais fracos das estruturas. Na maioria dos casos, as suas causas são evidentes e poderiam ter sido evitados pela escolha cuidadosa de materiais e dos métodos de execução, pela elaboração de projetos convenientemente detalhados ou pela concretização de um programa adequado de manutenção. Entretanto, alguns efeitos, como os causados por fatores mecânicos, como sismos e incêndios, não são tão facilmente evitáveis. Na maioria das vezes estes agentes, causam danos consideráveis a estrutura (3).

As ocorrências de patologias encontram-se sempre associada a uma ou mais causas, que podem dividir-se em dois grandes grupos, causas diretas ou indiretas, podendo ainda ser de natureza diversa tais como humanas, natural ou acidental, dependendo do contexto em que se manifestam (4).

2.4. Causas diretas da ocorrência de patologias

As causas de origem direta, acarretam uma ação concreta sobre os elementos estruturais ou sobre os materiais que os constituem. Nelas podem e devem ser incluídas as ações de intervenção que deveriam ter ocorrido, as manutenções executadas de forma deficientes e a

alteração do seu uso. As causas de origem direta podem ser de natureza acidental (Quadro 1) ou natural (Quadro 2).

As causas de origem acidentais ocorrem durante um curto período, mas induzem um importante estado de deterioração, considerando-se ações casuais/pontuais.

Estas podem estar ligadas a dois tipos de origem distintas (4):

Quadro 1 - Causas acidentais de origem direta (4).

Causas	Danos	Tipo de Dano
Acidentais	Mecânicos	Deformações, provocam alteração da forma, separação, aberturas e desgaste: - Encurvadura, esforços de compressão nos elementos verticais; - Rotação de um elemento estrutural devido a esforços; - Deslocamento, esforços horizontais;
		Fendilhação (abertura longitudinal incontrolada de um elemento construtivo, que o abrange em toda a espessura): - Excesso de carga, exigindo o reforço imediato dos elementos estruturais; - Dilatação e contração, origens higrotérmicas sobretudo quando é evidente a ausência de juntas de dilatação;
		Fissuração, afetando a superfície do elemento estrutural: - Fundação, deformações no solo e descontinuidade nos apoios; - Por acabamento, retração hidráulica e por movimentos de dilatação;
		Desprendimentos, provocando separação dos materiais devido a humidade, deformações ou fissuras;

Naturais: Sismos, tornados, erupções vulcânicas, descalce das fundações, deslizamentos de terra. As ocorrências desses eventos resultam em danos severos a estrutura.

Humanas: Explosões, choques e inundações, podem afetar partes ou a totalidade da estrutura, para os quais devem ser previstos mecanismos que eliminam ou reduzem a probabilidade de ocorrência.

Quadro 2 - Causas naturais de origem direta (4).

Causas	Danos	Tipo de Dano
Naturais	Agentes Físicos	Humidade, provoca alteração da forma, da cor e teor de humidade: - De obra, devido a uma deficiente secagem dos elementos antes da colocação dos acabamentos; - Capilar, por ascensão da humidade nos elementos verticais; - Por infiltração, através de microfissura, fissuras ou poros; - Acidental, forma fortuita;
		Erosão, provoca perda ou transformação superficial do material: - Agentes Atmosféricos (meteorização dos elementos estruturais);
	Biológicos	Organismos vivos: - Vegetais (raízes, trepadeiras, bolores e fungos); - Animais (vermes, insetos, roedores e pássaros);
		Químicos
	Oxidação e corrosão, perda do material na superfície dos elementos metálicos;	
	Erosão química	
	Lesões Prévias	- Humidade (Eflorescências; erosão; corrosão; desprendimentos); - Deformações (Macrofissuras; fissuras; desprendimentos); - Fendas/fissuras (humidade; erosão física; corrosão); - Desprendimentos (humidade; erosão física; desprendimentos); - Corrosão (sujidade);

2.5. Causas indiretas da ocorrência de patologias

As causas indiretas estão relacionadas com erros ocorridos nas fases de projeto, construção e manutenção. Faz-se entender que quando se refere a erros de projetos, esta relacionado as diversas fases que o integram, com uma maior ênfase na fase do cálculo estrutural e construção onde a ocorrência de erros é maior e com consequências gravosas à estrutura, pondo em causa a sua durabilidade e fiabilidade(4).

Entre os erros mais gravosos destaca-se a escolha menos assertivo do sistema estrutural e respetivo esquema estrutural, sistema construtivo, deficiente quantificação das ações, modelos de análise inadequados e hipóteses de cálculo incorretos(4).

Os erros associam-se, às rotinas na execução e à falta de conhecimento no que diz respeito à (4):

- Especificação inadequada dos materiais;
- Princípios que regem o comportamento mecânico dos materiais;

- Compatibilidade física – química dos materiais;
- Condições geológicas das fundações;
- Especificação deficiente dos recobrimentos das armaduras;
- Deficiente avaliação das deformações impostas (retração e temperatura);
- Deficiente avaliação da agressividade das condições de exposição;

No que se refere a fase de execução, a má pormenorização dos elementos estruturais, possibilita uma errada interpretação dos elementos levando a erros de execução que podem comprometer o bom funcionamento da estrutura. As ocorrências desses erros dão origem aos seguintes problemas na estrutura (4):

- A existência de variações bruscas de secção, que provocam concentrações de tensões e dão lugar a fissuras;
- Deformações devido a flechas excessivas, provocando aparecimento de fissuras nos pavimentos e elementos alvenaria;
- Má definição das juntas de dilatação, provoca o esmagar de zonas vizinhas e tensões de corte não prevista na estrutura;
- Incompatibilidade de materiais e secções;
- Fluência, deformações imprevisíveis originando aberturas de juntas e o aparecimento de fissuras.

O incumprimento do projeto e das condições técnicas especificadas gerando incompatibilidade entre o projetado e o executado acarretam problemas estruturais irreversíveis a estrutura.

As incompatibilidades mais frequentes estão relacionadas á (4):

- Disposição incorreta das armaduras;
- Inexistência /incorreto adensamento das peças de betão armado;
- Condições de cura do betão inadequadas ou inexistentes;
- Utilização de classe de resistência do betão inferiores ao pré-escrito no projeto;
- Colocação de cofragem insuficiente e remoção prematura das mesmas.

Nos subcapítulos que se seguem serão abordadas as patologias, mais recorrentes nas estruturas de betão, de forma a compreender o seu impacto sobre a estrutura.

2.6. Patologias não estruturais em edifícios de betão armado

Os sintomas patológicos abordados neste sob capítulo estão relacionados a estruturas de betão armado, seus elementos e materiais que estão relacionados ao estado limite de utilização (ELS).

2.6.1. Eflorescências

A cristalização dos sais ocorre quando há uma passagem da situação de insaturado para a de saturação ou sobressaturação, e acontece na circunstância de diminuição da temperatura, evaporação ou por acréscimo do sal. Iniciando então a formação de sais (ver figura 1), nos espaços porosos do betão, exercendo, deste modo pressão nas paredes capilares do betão (5).



Figura 1 - Deposição à superfície de sais dissolvidos pela percolação de água no interior do betão (6).

2.6.2. Descasque

Esta patologia traduz-se pela rotura localizada do betão do recobrimento particularmente em arestas salientes das peças deixando, à vista a armadura. As causas deste fenómeno são essencialmente das seguintes naturezas (7):

- Corrosão das armaduras;
- Ocorrência de cargas excessivas nos elementos;
- Deficiente pormenorização das armaduras, em zonas de ancoragem, topo das coberturas, esquinas das escadas;
- Existência de agregados reativos;
- Ações mecânicas em juntas de dilatação mal concebidas;



Figura 2 - Descasque do bordo de uma laje provocado pela corrosão das armaduras (7).



Figura 3 - Descasque em uma laje provocada por carga excessiva (7).

2.6.3. Desagregação do betão

Entende-se com desagregação a própria separação física de placas ou fatias de betão, com perda de monolitismo e, na maioria das vezes, perda também da capacidade engrenamento entre os agregados e da função ligante do cimento. Como consequência, tem-se uma peça com seção de betão desagregado, com perda localizada ou global, da capacidade de resistir aos esforços que a solicitam (3).

Este fenómeno que frequentemente é observado nas estruturas de betão causado pelos mais diversos fatores, ocorrendo, na maioria dos casos, em conjunto com a fissuração (3).

2.6.4. Coloração

Do ponto de vista estético, para betão a vista, situações como coloração heterogenia (ver figura 5), zonas porosas (ver figura 4) e bolhas de pele, manchas claras ou escuras e sujidade, são anomalias a ter em conta. Tal como as juntas de betonagem mal executadas (ver figura 6) e a má qualidade das cofragens (ver figura 7), dando origem a uma superfície muito irregular, são situações indesejáveis para o betão a vista, especialmente em zonas porosas, potencialmente associada a anomalia de durabilidade (7).



Figura 4 - Zonas porosas(7)



Figura 5 - Manchas de ferrugem(7)



Figura 6 - Junta de betonagem mal executadas (7).



Figura 7 - Superfície irregular (7).

2.7. Patologias estruturais em edifícios de betão armado

As patologias do betão armado consideradas como estruturais traduzem-se geralmente pelo aparecimento de fissuras de tamanho significativos ou por deformações excessivas da estrutura. Excetuando os casos em que a estrutura sofre um carregamento excessivo, a fendilhação, surge após processos de deformação nos quais o movimento da peça está restringido.

2.7.1. Fendilhação

As fissuras podem ser consideradas como manifestações patológicas características das estruturas de betão armado, sendo o dano de ocorrência mais comum e aquele que, a par das deformações muito acentuadas, mais chame a atenção dos leigos, para o fato de que algo de anormal está a acontecer (3).

O betão, dado o seu caráter de material composto e a fraca resistência à tração, a fendilhação das estruturas de betão armado e mesmo pré-esforçado é inevitável e tem de ser aceite à partida. As razões fundamentais da limitação da fendilhação são: aspetos estéticos do elemento estrutural, proteção contra a corrosão das armaduras e garantia da estanqueidade. Cada um desses aspetos conduz a diferentes valores de largura máxima admissível das Fissuras (7).

As fissuras podem ser caracterizadas segundo (7):

- Função da sua causa

Tipo de fissuras	Antes da presa do betão	Solidificação da água capilar		
		Estado plástico do betão	Retração plástica Cura deficiente Assentamento plástico	
		Movimento do suporte aquando da betonagem	Falta de rigidez das cofragens Assentamento da base	
	Após a presa do betão	Origem físicas	Agregados de retração intensa Retração a longo prazo	Efeito da fluência
			Origem química	Corrosão das armaduras Ataque dos alcalinos Carbonatação do betão
		Origem térmica	Ciclo gelo-degelo Variação sazonal de temperatura Contrações após a presa	
Origem estrutural		Carregamento excessivo, acidental, erros de execução ou projeto, assentamentos dos apoios		

Tipo de fissuras (Função da sua largura máxima):

- Microfissuras - valor máximo 0.05 mm;
- Fissuras intermedias - valores no intervalo entre 0.05mm e 0.4mm;
- Macrofissuras - valores superiores a 0.4mm.

Tipo de fissuras (Função do tratamento a que a sua reparação dá origem):

- Morta - estabilizada, ou seja, sem movimentos ao longo do tempo (retração plástica, assentamento estabilizada);

- Viva - não estabilizada, com movimento de índice cíclica ou uniformemente crescente (assentamentos não estabilizados, origem térmica, deformações excessivas).

Aspetos a considerar quando se analisa a fissuração do betão armado (7).

- Verificar se as fissuras estão presentes apenas nos elementos de enchimento ou se também nos elementos estruturais;
- Perceber se as fissuras nos elementos estruturais são superficiais, profundas ou se atravessam por completo o elemento;
- Caracterizar as fissuras em termos de largura máxima e compará-los com os valores máximos regulamentares;
- Caracterizar o aspeto geral das fissuras, sua origem, número, frequência e sequência de formação, de forma a obter um quadro clínico que comparado com um quadro padrão, possibilita a determinação das causas da sua formação;
- Monitorar a evolução do estado da fendilhação do elemento estrutural ao longo do tempo, permitindo saber se está estabilizada e, portanto, conhecer a segurança em serviço da estrutura.

2.7.2. Corrosão de armaduras

O problema que mais seriamente afeta as armaduras é a sua vulnerabilidade à corrosão. São sintomas dessa corrosão as manchas de ferrugem com a coloração característica na superfície exterior dos elementos, a fendilhação e o desprendimento do recobrimento do betão (7).

Detetada a corrosão, interessa determinar a sua extensão, intensidade e tipo (generalizado ou localizada). A primeira caracteriza-se pelas pequenas perdas de secção e dá-se ao longo de um comprimento razoável em cada varão (caraterizada pela ação de íons cloreto). A segunda pode mesmo não dar origem a descasque do betão, mas corresponde a grande perda de secção útil do varão podendo mesmo levar à sua rotura (efeito da carbonatação, função da redução do pH do betão) (7).

No caso das barras de aço imersas no meio do betão, a deterioração mencionada é caracterizada pela destruição da capa apassivante existente em torno da superfície exterior das barras (ver figura 8) (3).

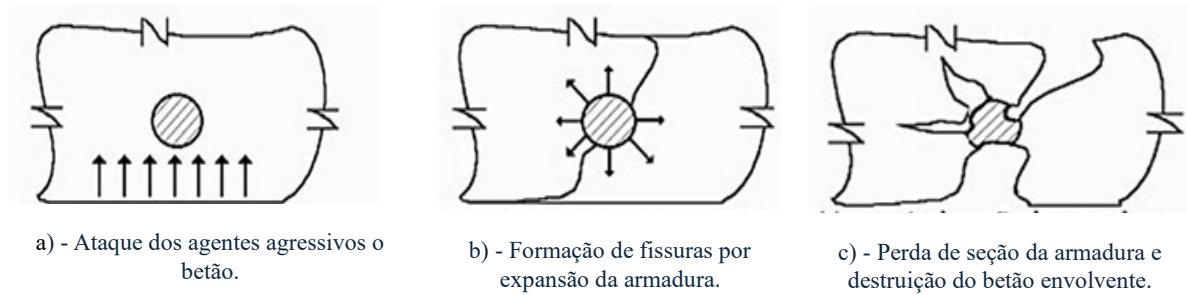


Figura 8 - Fases da instalação do processo de corrosão das armaduras no betão (3).

2.7.3. Deformações

As deformações em elementos estruturais são dos sintomas mais frequentes em elementos de betão armado sendo dos mais frequentes medidos nas estruturas, não só pela sua facilidade de deteção e por vezes de interpretação dos resultados, como pela importância das conclusões que delas se tiram. As deformações nos elementos estruturais podem ocorrer tanto na vertical em elementos como vigas e lajes, como também na horizontal em pilares e paredes (encurtamento diferencial) assim como afastamento de verticalidade dos elementos estruturais. As excessivas deformações horizontais podem indicar execução defeituosa, assentamentos diferenciais ou funcionamento inadequado ou não existência de juntas de dilatação. Em situações após sismos podem indicar situações de colapso eminente, por sua vez as deformações verticais são normalmente um indicador de falta de rigidez (3).

A deformação excessiva é sobretudo prejudicial para os elementos não estruturais, como por exemplo as paredes de alvenaria apenas com função de compartimentação. Este elemento de alvenaria não tem capacidade de deformação elástica que permite acompanhar a deformação excessiva da estrutura (8).

Algumas soluções de lajes apresentam maior suscetibilidade de sofrerem grandes deformações comparativamente a outros tipos de lajes com maior rigidez (laje vigada).

Um exemplo são as lajes fungiformes, que são cada vez mais, uma solução largamente utilizada em pavimentos de edifícios de habitação e serviços. Apesar das suas vantagens construtivas e funcionais, em serviço é usual surgirem situações de deformações excessivas (ver figura 9). A deformação excessiva da laje conduz normalmente à fendilhação das paredes de alvenaria (ver figura 10) e a pavimentos deformados, enquanto a fendilhação excessiva nem sempre é aparente por ficar escondida pelos revestimentos dos pavimentos e pelos tetos falsos, podendo-se, no

entanto, manifestar através da fendilhação de pavimentos rígidos ou na redução da durabilidade de lajes expostas a ambientes agressivos (9).



Figura 9 - Deformação excessiva de laje fungiforme (9).

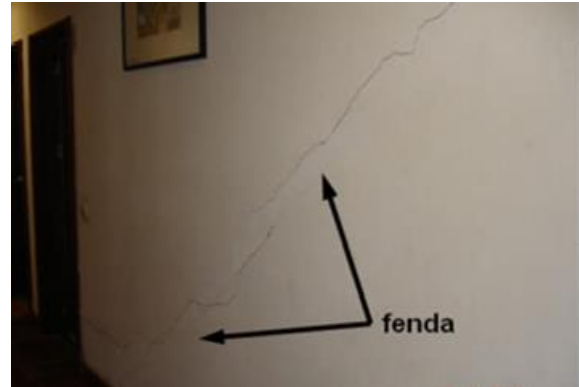


Figura 10 - Fenda em parede de alvenaria causada por deformação excessiva de laje fungiforme (9).

2.7.4. Rotura por punçoamento

O punçoamento caracteriza-se pela atuação de uma força concentrada sobre uma área de um elemento estrutural plano. Um exemplo dessa ocorrência são as lajes fungiformes, que devido à inexistência de vigas, se apoiam diretamente sobre os pilares, o que gera a concentração de momentos fletores e esforços transverso de grande intensidade nas ligações laje-pilar. Devido a isso, existe a possibilidade de ocorrência do fenómeno de rotura por punçoamento(9).

No que se refere à rotura por punçoamento, nomeadamente das lajes fungiformes é do tipo frágil e sem qualquer ductilidade. É um tipo de rotura, caracterizada pelo aparecimento de fendas circulares em volta dos pilares, após a formação destas fissuras surgem fissuras radiais e seguidamente fissuras internas em forma de tronco cone. (9).

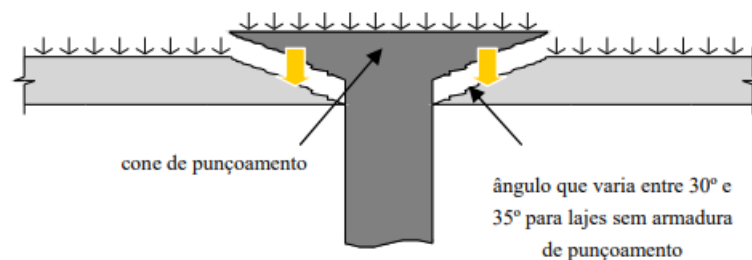


Figura 11 - Rotura por punçoamento (9).

2.7.5. Patologias em elementos de fundações

Os assentamentos diferenciais provocada pela execução de elementos de fundações em solos com características e comportamentos mecânicos distintos, é bastante comum em casos onde são feitas escavações para depois serem aterrados noutros locais para executar fundações à mesma

cota de implantação. Outra situação ocorre quando a camada resistente, onde serão implantadas as fundações, é destruída devido a escavações excessivas, sendo posteriormente necessário aterrar essas zonas (consequentemente, redução da resistência do solo), para a implantação das fundações se dar à mesma cota (10) (11).

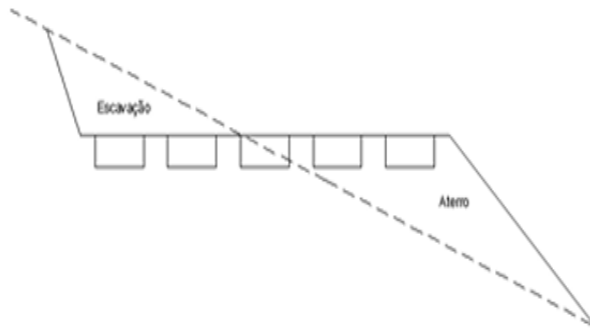


Figura 12 - Escavação para posterior aterro para implantação de fundações a mesma cota (10).

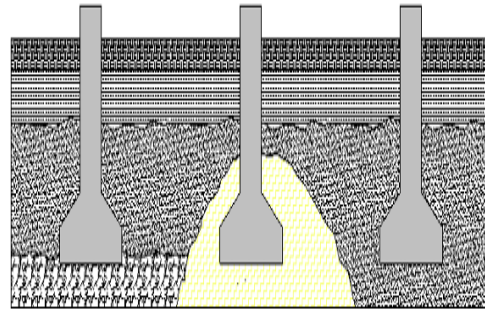


Figura 13 - Fundações diretas apoiadas em solos com diferentes características (10).

Sapatas executadas em cotas diferentes onde ocorre o descalçamento das sapatas que estão implantadas numa cota superior devido a escavação das sapatas que se encontram numa cota inferior (10).

Rotura em tubagens de sistemas de abastecimento de água, recolha de águas pluviais ou residuais, localizadas nas proximidades ou especificadas no projeto, provocado pela realização dos trabalhos, cuja fuga resulta na perda de resistência do solo de fundação (10).

A Conceção das fundações sem a realização da camada de regularização, levando a que o betão armado fique diretamente em contato com os agentes agressivos do meio e pondo em causa o recobrimento necessário a garantir (11).

Erros quanto à dimensão e geometria das fundações, o que altera as tensões desenvolvidas e transmitidas ao solo, podendo levar ao mau desempenho das mesmas (11).

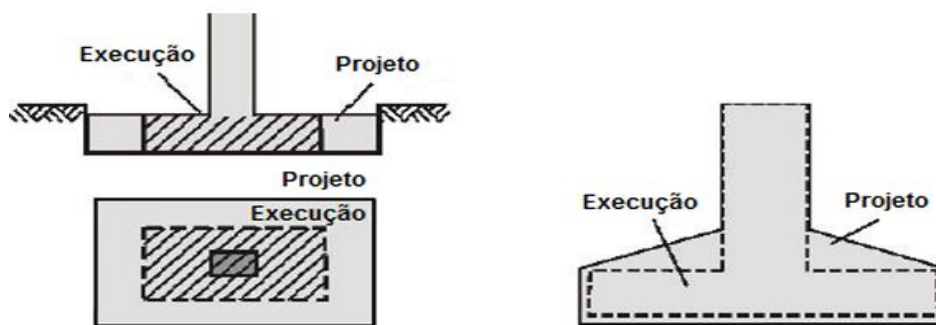


Figura 14 - Não conformidade entre o projetado e o executado (11).

Utilização de materiais inadequados ou colocados de forma incorreta e compactados para a execução de aterros, conduzindo a assentamentos, rotações, nas fundações como ilustrado na figura 15 (11).

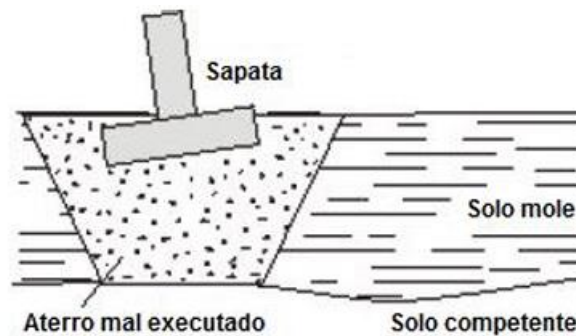


Figura 15 - Fundação assente sobre um aterro mal-executado (11).

2.8. Reforço de estrutural de betão

2.8.1. Enquadramento

Na engenharia civil, as construções devem oferecer uma adequada funcionalidade aos utentes, durante o período de vida útil requerido pelo projeto. De forma geral, a construção em betão armado tem um período de vida longo. No entanto, os requisitos iniciais sobre a estrutura podem alterar-se neste período, colocando em causa o remanescente da sua vida útil, ao nível das condições de utilização e de segurança (12).

Na construção civil são frequentes as situações em que é necessário aumentar a capacidade portante de uma estrutura de betão armado em determinado momento da sua existência, devido à alteração das funções prevista no projeto inicial, à subscrição de novas exigências normativas, a deficiências de projeto ou de construção e ou aumento do efeito das ações atuantes por eliminação pontual de elementos estruturais. Existem outras situações em que urge efetuar a recuperação estrutural de elementos visando níveis de segurança desejáveis, como consequência de aparecimento de anomalias causadas pela degradação dos materiais com o decorrer do tempo ou com a ocorrência de situação excepcionais que geram ações acidentais (Colisão, explosão, incêndio e sismo). A ocorrência de tais situações, torna-se necessário equacionar que tipo de intervenção que se adequa melhor: Reforço de elementos estruturais existentes, substituição de elementos estruturais, introdução de novos elementos estruturais ou a limitação de uso (12).

2.8.2. Reforço de fundações

O reforço de fundações é um processo em que se utiliza técnicas para corrigir deficiências das fundações, seja para colmatar assentamentos normais ou diferenciais. Também pela necessidade de aumentar a capacidade de carga das fundações, especialmente quando existem situações em que se prevê um acréscimo de carga pela atribuição de novas funções a superestrutura (11).

As obras de reforço de fundações necessitam de ser procedidas de trabalho de investigação, recolha de todas as informações disponíveis de forma a obter uma avaliação o mais realista possível das condições e do comportamento da estrutura e do solo onde se encontra fundada, para além de se fazer uma análise da envolvente e sua interação com a estrutura que se pretende executar o reforço (11).

A recolha de informações deverá abranger os seguintes aspetos e outros que se considere pertinentes na interpretação das condições da estrutura (11):

- Materiais empregues na construção;
- Condições e estado de equilíbrio da superestrutura;
- Tipo e condições das fundações;
- Tipo de uso da estrutura;
- Caminho percorrido pelas cargas na estrutura;
- Condições da estrutura adjacentes;
- Dados geológicos e hidrológico do local;
- Dados topográficos;
- Dados climáticos;
- Informações sísmológicos do local.

No que se refere aos solos, trabalhos de prospeção e caracterização geotécnicas, de modo a determinar a estrutura, o estado e as propriedades mecânicas mais relevantes, são imperiais e exigem máximo rigor pois a previsão errada do comportamento do solo e conseqüentemente das fundações pode inviabilizar todo o trabalho já realizado, pelo que se recomenda a execução com o máximo rigor dos métodos de amostragem e os ensaios mais apropriados (11).

Não obstante todo o rigor acima mencionado, existem sempre incertezas quanto ao verdadeiro caráter e comportamento dos solos, devido à grande variabilidade dos fatores intervenientes na

sua caracterização. Esses fatores exigem ao projetista a capacidade de possuir um espírito crítico para conceber um projeto suficientemente flexível que se adapte a condições adversas.

2.8.3. Sistemas de suporte temporário

A necessidade de executar um sistema de suporte temporário durante os trabalhos de reforço de fundações (ver figuras 16) por alargamento, recalço ou ambos é essencialmente controlada pela integridade da estrutura intervencionada, pelo efeito do aumento temporário das pressões no solo nas proximidades da zona de reforço e pela extensão do troço escavado para a realização do reforço da fundação. Para além disso, estes sistemas permitem o alívio das cargas transmitidas às fundações, o que se revela importante para que sejam transmitidos uniformemente após a realização do reforço (11).

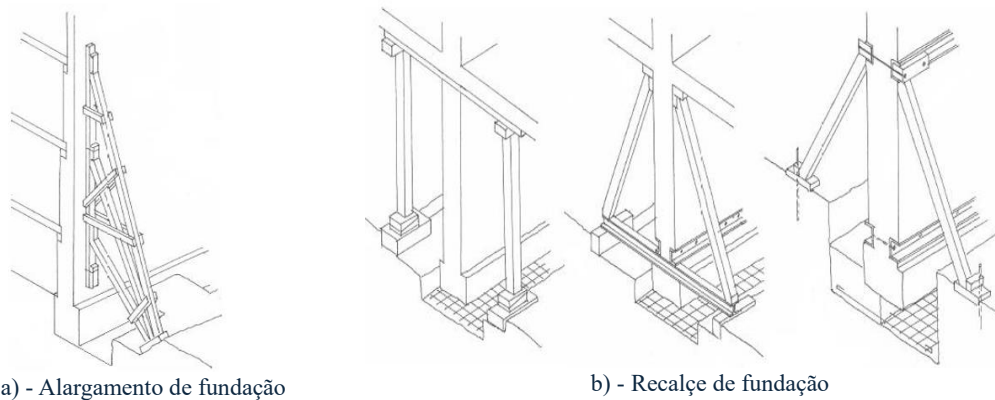


Figura 16 - Esquema de escoramento durante os trabalhos de (11):

2.8.4. Técnicas utilizadas no reforço de fundações

2.8.4.1. Alargamento de sapatas isoladas

Quando a capacidade de carga do terreno de fundação é insuficiente, e se pretende corrigir uma deficiente execução das fundações, tanto em fase de projeto como em obra, o aumento da área de contato entre a fundação e o terreno afigura-se como uma solução técnica que permite colmatar tal insuficiência. Esta solução torna-se também relevante para fazer face a aumentos de cargas transmitidas ao terreno, quer seja pela realização de rearranjos estruturais ou pelo aumento das sobrecargas nos edifícios, que originam situações de pressões excessivas no solo de fundação pondo em causa a segurança da estrutura (11).

O reforço de sapatas isoladas, através do seu alargamento, é possível de ser executado circundando-as com um anel de betão tal como ilustrado no esquema da figura 17.

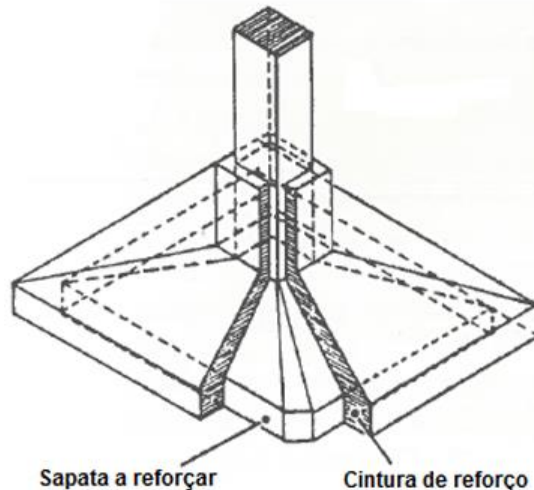


Figura 17 - Esquema de reforço de uma sapata isolada por alargamento, adaptado (11).

Tirando vantagem do efeito de retração do betão, realiza-se o aperto do betão novo contra o núcleo da sapata original, que para o efeito, foi previamente picado as faces da sapata existente criando uma superfície rugosa de modo a garantir maior aderência entre os materiais. Sendo este aperto fundamental para o funcionamento do reforço, deve-se envolver o contorno da sapata existente com uma armadura de cintagem (11).

A zona envolvente do pilar deve ter uma altura que evite tensões excessivas (compressão e corte) no material do pilar. Também é útil proceder à suspensão da sapata antes de ser reforçada, pelas mesmas razões já apontadas.

Fases de execução do alargamento de sapata isolada

A técnica de reforço de sapata isolada por alargamento é uma operação que envolve, usualmente as seguintes fases (11):

- Escavação do terreno no local da fundação a intervir, com equipamento adequado, de modo a torná-la acessíveis aos trabalhos;
- Limpeza da fundação, de forma a assegurar uma boa aderência do betão de reforço;
- Picagem superficial da fundação, para se obter uma superfície rugosa de maior aderência;
- Aplicação de produto ligante, como resina epoxídicas, para se obter uma aderência extra entre o betão a colocar e o betão existente;

- Procede-se à execução da armadura de cintagem contornando toda a base da sapata e, caso seja necessário executa-se a furação da sapata para a introdução de varões, fixados conforme ilustrado na figura 18-a, b e b.1);
- Seguidamente realiza-se a cofragem do reforço, de modo a confinar o betão fresco definindo a geometria de acordo com o projeto (ver figura 18-c);
- Posteriormente realiza-se a betonagem, com o adensamento do betão por meio de vibração mecânica;
- Por fim, procede-se a desconfrangem decorrido o período de presa do betão e este possuir a resistência necessária.



a) - Introdução dos varões nos furos realizados na fundação;



b) - Colocação de armaduras de cintagem



b.1) - Colocação de armaduras de cintagem



C) - Colocação de cofragem com as dimensões finais do elemento reforçado

Figura 18-Reforço das fundações isoladas por alargamento, na obra de requalificação do mercado do Bom Sucesso, Adaptado de (11).

O reforço de fundações por alargamento pode ser realizado pela execução de vigas longitudinais (longarinas) em betão simples ou armado, adjacentes às fundações existentes, ligadas a estas

através de resinas ou cabos de pré-esforço. Esta solução pode ser conciliada também com a execução de um reforço superior através de carlingas, que atravessam a fundação, apoiando-se nas vigas longitudinais construídas (11).

O modo operativo mais comum consiste em executar os atravessamentos da fundação com as carlingas de betão armado, ligadas as longarinas também em betão armado, bordando a fundação primitiva.

O espaçamento desses atravessamentos depende do tipo de material de fundação e da sua altura, bem como da altura da parede acima dessa fundação e das respetivas ligações. A largura das longarinas é determinada de modo que a área de contato fundação-terreno, resultante da soma da área da fundação inicial e da área das longarinas corresponda à área pretendida (11).

Fases de execução do alargamento de fundações contínuas

O reforço de fundações contínuas por alargamento é um trabalho que envolve, as seguintes fases (11):

- Escavação do solo por troços alternados, com equipamento adequado, de forma a deixar exposta a fundação a intervir e a tirar vantagem do efeito arco que se desenvolve na parede e na fundação em direção ao solo das zonas escavadas (ver figura 19);

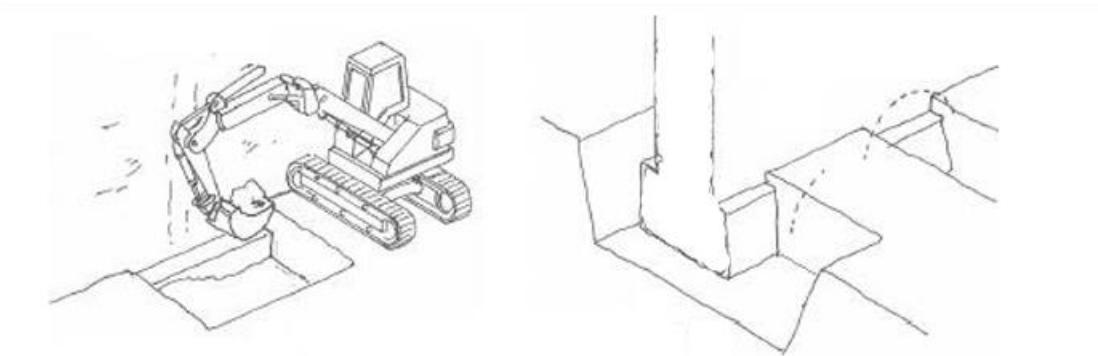


Figura 19 - Escavação do terreno por troços alternados com equipamento adequado de modo a deixar as fundações acessíveis aos trabalhos (11).

- Execução de perfurações na fundação existente, com equipamento adequado, limpeza e introdução de varões de aço (de ligação entre a fundação existente e o reforço) fixados por buchas químicas (ver figura 20);

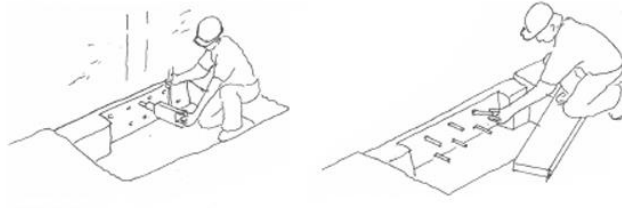


Figura 20 - Execução de perfurações na fundação existente e introdução dos varões fixados por buchas químicas (11).

- Seguidamente para a solução em que o reforço seja em betão armado, procede-se à colocação da armadura e da cofragem (ver figura 21);

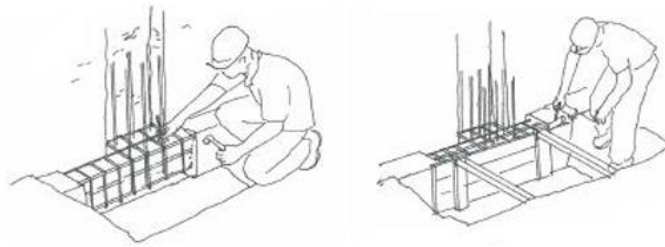


Figura 21 - Trabalhos de colocação de armadura e de cofragem (11).

- Após a fase de colocação da cofragem procede-se a betonagem do reforço;
- Após o tempo de cura do betão e este ter ganho a resistência pretendida remove-se a cofragem (ver figura 22).

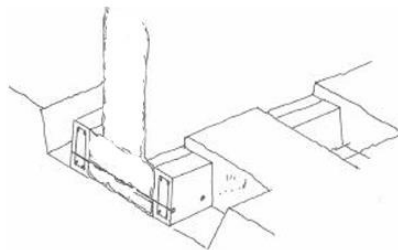


Figura 22 - Aspeto final do reforço por alargamento (11).

2.8.4.2. Recalçe de fundações

O recalçe de fundações é uma solução de reforço adaptada quando a camada superficial do solo de fundação não é adequada para receber os níveis de carga que as fundações lhe estão a transmitir. Para fazer face a este problema, substitui-se essa camada superficial do solo de fundação, de fraca característica mecânica, por betão simples ou armado, até à profundidade onde se apresenta solo com características mecânicas suficientes para receber as cargas transmitidas pelas fundações. Esta solução de reforço pode ser aplicada tanto em sapatas isoladas como em fundações contínuas sendo em ambas as situações, as fases de execução do método são as mesmas, diferindo apenas no fato de, no caso das fundações contínuas, devido a

grande extensão, a escavação realiza-se por troços alternados ao longo do comprimento da mesma (11).

Tal como o reforço por alargamento, o recalçamento de fundações contínuas pode ser executado em simultâneo pelos dois lados das mesmas, ou caso haja restrições com a presença de estruturas vizinhas, só de um dos lados.

Fases de execução de recalços de fundações superficiais

O reforço de fundações por recalçamento de fundações superficial pode ser executado com cofragem do elemento de reforço, ou através da sua moldagem contra o terreno.

Quanto à solução com cofragem, as fases envolvidas no recalço são as seguintes (11):

- Escavação do solo por troços alternados, com equipamento adequado, de forma a tornar visível o local da fundação a intervir, e tirar partido do efeito de arco que se desenvolve na parede e na fundação em direção ao solo das zonas não escavadas. A escavação realiza-se até a profundidade onde o solo apresente boas características mecânicas (ver figura 23);

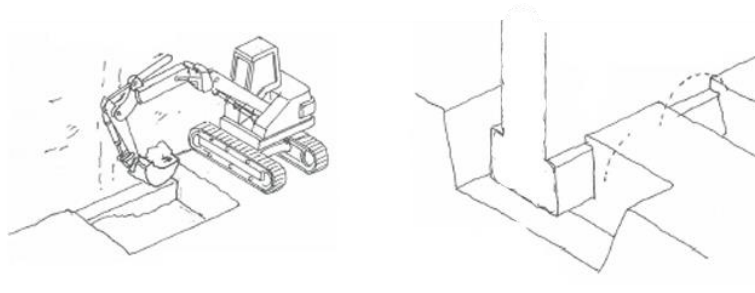


Figura 23 - Escavação do terreno por troços alternados deixando as fundações acessíveis a realização dos trabalhos (11).

- Dando sequência aos trabalhos procede-se à limpeza do local onde será executado o reforço, de seguida executa-se a colocação do betão de limpeza e após a sua presa coloca-se a armadura do recalço (ver figura 24);

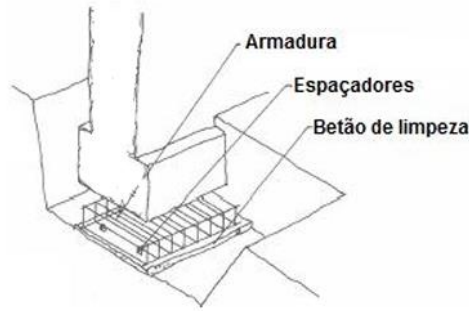


Figura 24 - Colocação do betão de limpeza e da armadura de recalço (11).

- A fase seguinte passa pela execução da cofragem do elemento de reforço, de acordo com a geometria definida no projeto, procedendo-se à sua betonagem (ver figura 25).

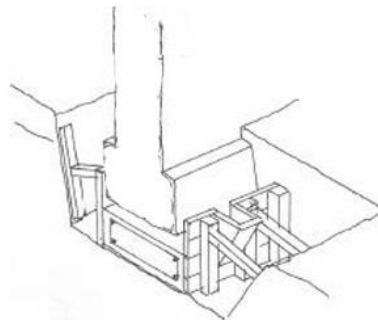


Figura 25 - Colocação de cofragem e betonagem do recalço (11) .

- Após o tempo de cura do betão e este ter ganho a resistência desejada remove-se a cofragem e coloca-se em carga o recalço, através de uma argamassa de cimento expansivo, macacos planos perdidos, caldas de cimento ou resinas injetadas à pressão ou calças ajustáveis (ver figura 26).

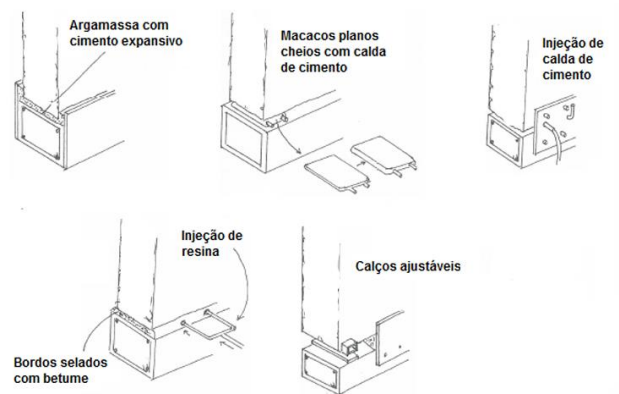


Figura 26 - Diferentes soluções de transferência de carga (11) .

Para a solução em que não envolve a utilização de cofragem, as fases envolvidas no recalço são, as seguintes (11):

- Escavação do solo de um só lado de fundação, por troços alternados, com equipamento próprio, deixando visível o local de fundação a intervir, e tirar partido do efeito de arco que se desenvolve na direção do solo das zonas não escavadas. A escavação deve ser realizada até uma profundidade onde o solo apresente boas características mecânicas;
- Após a fundação estar acessível aos trabalhos, procede-se à limpeza da mesma e do local onde será executado o reforço;
- Seguidamente realizam-se chanfros nos cantos interiores da fundação, de modo a retirar os vértices pronunciados, que pode causar problemas durante a betonagem (ver figura 27);

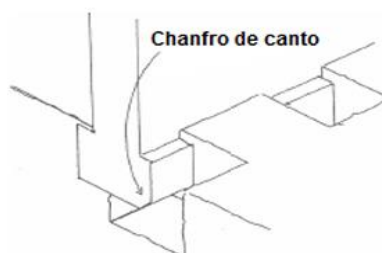


Figura 27 - Realização de chanfros de canto (11).

- Execução de metade de armadura e realização da betonagem contra o solo (ver figura 28);

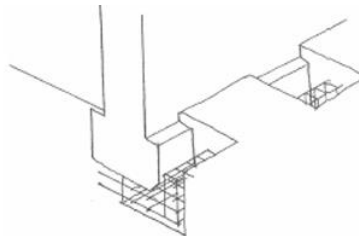


Figura 28 - Execução de armadura nos troços escavados de um dos lados de fundação (11).

- Após a presa do betão e este possuir resistência adequada, procede-se à escavação do outro lado da fundação, igualmente por troços;
- Posteriormente executa-se a metade da armadura correspondente a esse lado da fundação (ver figura 29);

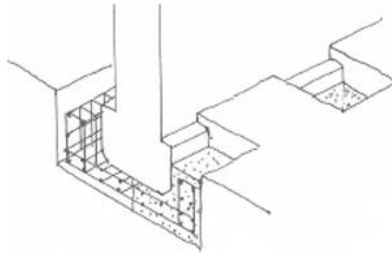


Figura 29 - Execução da outra metade da armadura da fundação (11).

- Finaliza-se a betonagem da outra metade do recalço, finalizando a execução do reforço (ver figura 30).

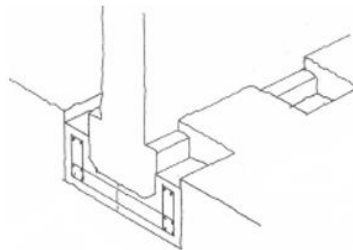


Figura 30 - Aspeto final do recalço (11).

2.8.4.3. Fases de execução de recalço de fundações profundas

O recalço efetuado através de poços (ou pegões) deve ser limitado a terrenos acima do nível freático, de forma a evitar, se realizado abaixo desse nível, que a escavação e a percolação de água arraste finos, que levam a perdas de solo e conseqüentemente ao assentamento da fundação onde se prevê a realização do recalço (11).

As dimensões dos poços são influenciadas pelo método de execução, pelas características geotécnicas do solo e pela natureza e estado da estrutura a reforçar. Quanto pior for o estado da estrutura ou do terreno, naturalmente menores devem ser as dimensões dos poços de recalçamento, bem como a distancia entre eles ao longo da fundação. Compreende-se que o recalço por poços é um trabalho que exige cuidados acrescidos e qualidade de execução, de modo a evitar a descompressão e as perdas de terreno, que ao ocorrerem provocam assentamentos (11).

O processo realiza-se de forma sequencial e alternada, ao longo da fundação contínua, até atingir a profundidade onde se encontra solos com resistência adequada.

Apresenta-se as fases utilizadas na execução de recalço por poços (11):

- Escavação de um antepoço adjacente a fundação a ser recalçada, de dimensões aproximadamente de 1 metro de largura por 1.20 metros de comprimento, até uma profundidade de 1.50 metros (ver figura 31);

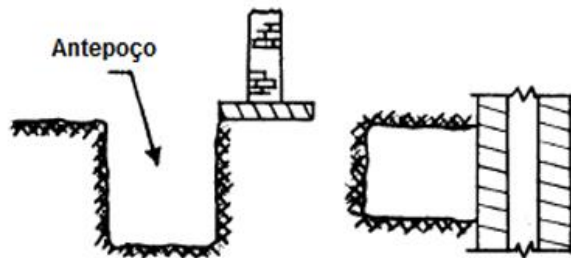


Figura 31 - Execução de antepoço (11).

- Procede-se ao escoramento do antepoço com pranchas e vigas verticais nos cantos (ver figura 32);

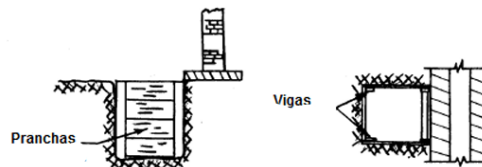


Figura 32 - Colocação de escoramentos no antepoço (11).

- Prolongamento do antepoço sob a fundação, de forma a possibilitar que o recalçe seja realizado de forma centrada em relação à mesma. Este prolongamento é realizado com uma profundidade igual à do antepoço. Após a sua escavação realiza-se o seu respetivo escoramento (ver figura 33);

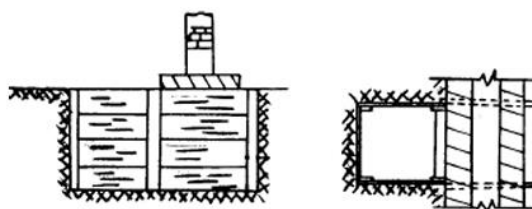


Figura 33 - Prolongamento e escoramento do antepoço sob a fundação a recalçar (11).

- Prossegue-se com a escavação (escorando-a) do poço para baixo da fundação, até uma profundidade em que a camada de solo apresente características mecânicas, adequadas para suportar as cargas das fundações reforçadas (ver figura 34);

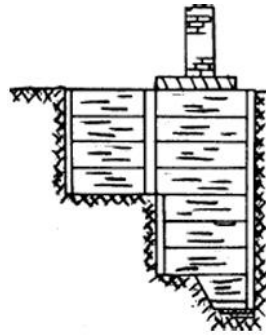


Figura 34 - Seguimento com as escavações do poço sob a fundação até a profundidade desejada (11).

- Após findar as escavações, o poço é betonado, geralmente em secção plana e não armada, até cerca de 5 a 10 centímetros da base da fundação a recalçar;
- Por último, depois da presa do betão e deste ter ganho resistência e retração suficiente, os espaços de 5 a 10 centímetros são preenchidos por uma argamassa rica e quase seca, assegurando assim uma boa ligação de fundação existente com o poço de recalçamento (ver figura 35).

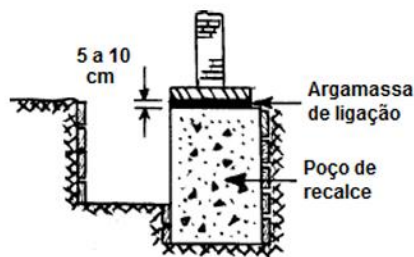


Figura 35 - Aspeto final do elemento de fundação apos realizar o recalço (11).

2.8.4.4. Reforço de fundações com Mico-Estaca

Enquadramento

Inicialmente designadas por Poli Radice (estaca raiz), as micro-estacas foram desenvolvidas no início de 1950, pelo engenheiro Italiano Fernando Lizzi, para recalço de edificios antigos. Estes elementos eram instalados individualmente ou em grupo, de forma a resistir a maiores solicitações, confinando deste modo o solo no seu interior, servindo simultaneamente para recalçar as estruturas e reforçar os solos de fundação (Lizzi,2007) (13).

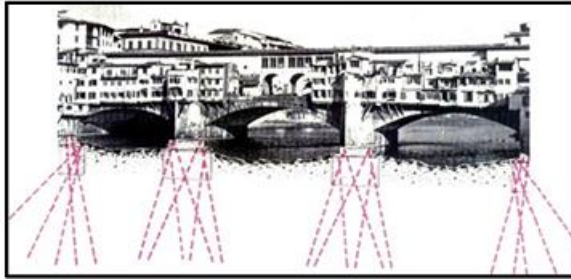


Figura 36 - Reforço das fundações da ponte (“Vecchio”, Florença, Itália) com micro-estacas (13).

O recalçamento de fundações com micro-estacas é atualmente o método mais utilizado, podendo ser aplicado com diferentes objetivos (13):

- Aumento da capacidade de carga de fundações, como resultado da alteração de uso de estrutura, implicando um incremento das ações;
- Suporte de escavações em zonas urbanas consolidadas;
- Reforço as ações sísmicas;
- Recalçamento de fundações para controlar e prevenir assentamentos.

A tecnologia de micro-estacas tem um campo de aplicação amplo no âmbito de suporte estrutural (14):

- No reforço sísmico de fundações de estruturas existentes, nomeadamente das mais antigas, de modo a adequá-las às especificações presentes nos códigos e regulamentos atuais;
- Para fundações de novas estruturas a construir nas proximidades de outras existentes, onde se conclui que, por questões relacionados a limitação de acesso, exíguos, vibrações e ruídos, esta se torna a técnica mais adequada;
- Em ensoleiramento geral de edifício com caves, para fazer face ao impulso hidrostático provocado pela água subterrânea;
- Para fundações de estruturas esbeltas ou implantadas em local de difícil acesso como torres de telecomunicação ou alta tensão, reservatórios, chaminés e guas;
- Na execução de caves sob edificios existentes, servindo de recalçe as fundações do mesmo;
- Para fundações das estruturas de suporte de fachada, em obras de recuperação e remodelação;
- Em estrutura de contenção de terra.

A utilização de micro-estacas apresenta muitas vantagens, das quais se podem destacar as seguintes (13):

- Possibilidade de serem instalados com qualquer inclinação, em qualquer tipo de solo e através de fundações existentes;
- Possibilidade de serem instalados em espaços reduzidos, uma vez que requerem equipamentos de pequeno porte, produzindo vibrações e danos na fundação e no solo reduzidos;
- Capacidade de resistirem a esforços de compressão, tração e flexão, suportando esforços elevados com reduzidas deformações;
- Os assentamentos verificados durante a sua instalação são reduzidos;
- A ligação à estrutura é simples, quer se trate de estruturas novas ou existentes;
- Em estruturas bastantes sensíveis a assentamentos, é possível realizar uma pré-carga;
- A realização de ensaios testes é relativamente económico;

Em contrapartida estes elementos apresentam as seguintes desvantagens (13):

- Carga axial limitada (menor que 5000kN), comparado com as estacas tradicionais;
- Custo superior à solução com estacas tradicionais
- Requer precauções especiais quando estes elementos são instalados através de fundações existentes, de modo a evitar que às vibrações induzidas causem danos em elementos estruturais e não estruturais;
- Utilização condicionada em zonas sísmicas em solos com elevado potencial de liquefação;
- Em solos colapsáveis, a perfuração para a instalação da micro-estaca não deve ser realizada com o auxílio de água de modo a evitar assentamento bruscos.

Quando se procede ao recalçamento de uma fundação com utilização de micro-estacas, um dos aspetos que merece especial atenção do projetista é a ligação destes elementos à estrutura. O tipo de ligação condiciona o modo como se processa a transferência de carga da estrutura para as micro-estacas, e destas para o solo de fundação. É frequente adotar quatro tipos de soluções (13):

- Ligação direta da micro-estaca à fundação existente (ligação selada);
- Ligação com dispositivos especiais em zonas de alargamento;
- Ligação com braçadeiras exteriores;

- Ligação com auxílio de estrutura de reação.

As micro-estacas são elementos estruturais de pequeno diâmetro, inferiores a 300 mm, perfurando o solo e injetados sob pressão com calda de cimento e reforçados através de tubos, perfis metálicos e/ ou varões de aço, capazes de transmitir as cargas para estratos mais profundos (13).

As micro-estacas podem ser igualmente cravadas, sendo constituídas por elementos metálicos de pequeno diâmetro e pequenos segmentos (0.5 a 1.0 m), e instalados com recurso de macacos hidráulicos e de sistemas de reação.

São elementos que podem trabalhar à compressão ou à tração, sendo a transferência de carga feita essencialmente por atrito lateral, na interface calda/solo, podendo, contudo, mobilizar alguma resistência de ponta (13).

Classificação quanto à aplicação /função para a qual foi projetada (14).

O dimensionamento individual ou em grupo e o de uma rede de micro-estacas reticuladas é distinto, o que motivou a definição das micro-estacas do Tipo 1 e do Tipo 2. Classificadas de acordo com a aplicação/função para o qual foram concebidas.

As micro-estacas do Tipo 1 correspondem às que são diretamente carregadas, sendo a sua armadura responsável por suportar maior parte das cargas, e do Tipo 2 às que circunscrevem e reforçam internamente o solo, originando um composto de solo reforçado que resiste à carga aplicada, formando uma rede de micro-estacas reticuladas.

As micro-estacas do Tipo 1 são aplicadas para resistir diretamente às cargas axiais e laterais transmitidas pela estrutura, transferindo-as para camadas de solo mais competentes localizados em profundidades. Estas cargas são transmitidas quase na sua totalidade pelo aço que reforça as micro-estacas, sendo as forças de atrito laterais existentes na interface calda/solo o que possibilita a sua transferência para o solo circundante. Deste modo conclui-se que este tipo de estaca funciona como que um substituto das estacas convencionais de maior diâmetro.

As micro-estacas do Tipo 1 (ver figura 37) são habitualmente utilizadas em obras de reforço de fundações ou para constituir as fundações de edifícios novos (14).

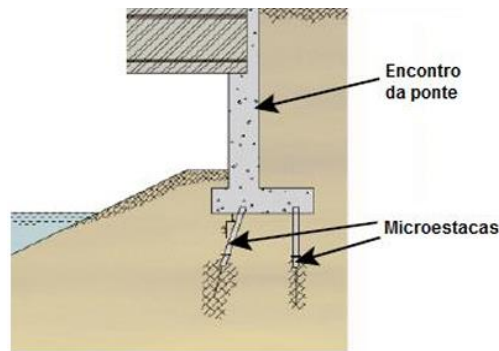


Figura 37 - Aplicação de micro-estacas Tipo 1 (14).

As micro-estacas do Tipo 2, são concebidas com a finalidade de melhorar as características do solo, constituem uma rede tridimensional de micro estacas reticuladas que reforça e confina internamente o solo, criando uma estrutura compósita de solo-micro-estacas que tem capacidade de resistir às cargas aplicadas com movimentos mínimos. Diferente das estacas Tipo 1, as micro-estacas Tipo 2 não necessitam de possuir uma armadura de reforço significativo, já que resistem de forma coletiva as solicitações aplicadas.

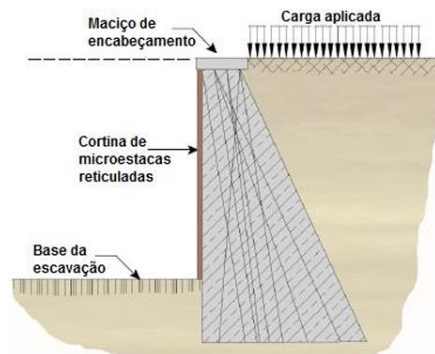


Figura 38 - Aplicação de micro-estacas Tipo 2 (14) .

Classificação quanto ao método de construção

O método construtivo das micro estacas compreendem várias fases tais como, a furação, a colocação da armadura e a injeção e selagem. Sendo que as fases de furação e de injeção e selagem se destacam relativamente à de colocação de armadura por possuírem um papel predominante na força atrítica que a micro estaca mobiliza na interface calda-solo circundante. As fases de injeção e selagem configuram como as etapas mais sensíveis do processo construtivo, cuja execução e controlo devem ser as mais rigorosas.

Apresenta-se os quatro principais tipos de micro-estacas, considerando o método de injeção aplicado (14):

- Micro-estacas do tipo A- neste tipo de micro estacas a selagem é executada por gravidade à cabeça da mesma. Uma vez que a injeção de preenchimento não é pressurizada, há a possibilidade de aplicar argamassas de cimento. Também esse tipo de estaca pode, ou não, ser reforçada com armadura e que, esta técnica de injeção por gravidade é habitualmente utilizada em mico estaca fundada em rocha ou solos muito rijos;
- Micro-estacas do tipo B- neste tipo de micro-estacas a calda de cimento é injetada, sob pressão, para o interior do furo executando e simultaneamente procede-se à extração do tubo de perfuração provisório usado no processo de furação. As pressões de injeção variam entre valores de 0.3 e 1 MPa e são limitados pela capacidade de o solo receber as mesmas, sem que ocorra fissuração hidráulica que leva a um aumento da permeabilidade do solo e a um excessivo consumo de calda. Este tipo de micro estaca é geralmente reforçado através de um varão ou grupo de varões, ou através de perfis metálicos;
- Micro-estacas do tipo C- neste tipo de micro estacas a selagem é executada em duas fases. Na primeira fase, analogamente à mico-estaca tipo A, o furo é preenchido com calda por gravidade. Após 15-20 minutos e antes que esta primeira calda ganhe presa, é novamente injetada calda de cimento (do mesmo tipo) a uma pressão de pelo menos 1 MPa. Recorre-se a perfis tubulares com manchetes na zona de execução do bolbo de selagem, onde válvulas que se encontram espaçadas de metro a metro permitem a impregnação da calda no terreno.

Refere-se que este método é comumente designado por método de Injeção Global Unitária (IGU);

- Micro-estacas do tipo D- neste tipo de micro-estacas o processo de selagem é denominado por Injeção Repetitiva e Seletiva (IRS) e é também composto por duas fases. Na primeira faz, analogamente ao processo de injeção das micro-estacas tipo A e C, o furo é preenchido com calda por gravidade. A segunda fase ocorre várias horas apos esta primeira calda ter ganho presa e a injeção dá-se através de obturadores, colocado em todas as válvulas manchetes, com pressões que variam entre 2 á 8 MPa, repete-se o processo até que se atinja a força de atrito pretendida para a interface calda-solo.

Faz-se referência a um outro tipo de micro-estacas, desenvolvido mais recentemente, que diz respeito às micro-estacas autoperfurantes, que consiste na utilização de uma barra de alta

resistência nervurado e de secção interior oca, à qual se acopla um bit na sua extremidade inferior, que possibilita a perfuração do solo. Através do interior da armadura, pela sua secção oca, dá-se a injeção da calda de cimento à pressão (14).

Materiais utilizados em micro-estacas.

As micro-estacas podem ser consideradas elemento estrutural de secção mista, constituídas por armaduras e calda de selagem, podendo igualmente utilizar argamassas e betão (em Pré-fabricado). As secções utilizadas em micro-estacas dependem da capacidade pretendida, podendo ser constituídas por um varão, ou grupo de varões, por tubos metálicos, ou soluções conjuntas de tubos reforçados com um ou mais varões, selados no seu interior com calda de cimento (ver figura 39). Para alcançar maiores capacidades de carga, podem conjugar secções com dois tubos (13).

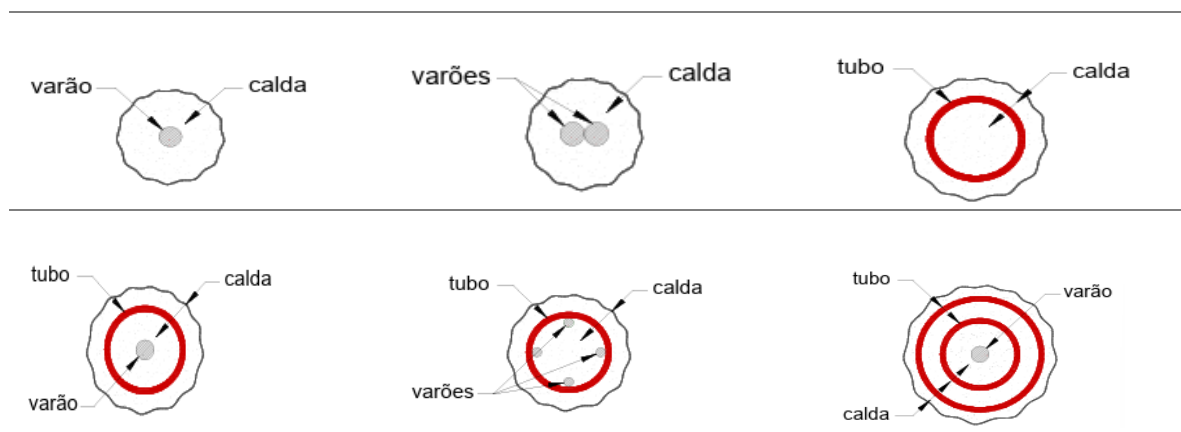


Figura 39 - Secções tipo de micro-estacas (13).

Caldas

A norma EN14199 (2005) define caldas como um ligante constituído por água e cimento, podendo ainda conter adições e agregados finos. O cimento utilizado deve obedecer às especificações da norma NP EN 197-1 (2001) e ser compatíveis com as condições de agressividade do solo definidas na norma NP EN 206-1 (2006) (13).

As caldas são um constituinte essencial para o correto desempenho das micro-estacas, cujas funções principais são (14):

- Transferir as cargas das armaduras para o solo envolvente;
- Nas secções compostas suportam parte da solicitação quando submetidas a esforços de compressão;
- Servem como proteção das armaduras contra a corrosão;

- Contribuem para a consolidação do solo.

Não obstante a variação das características que as caldas podem apresentar em função, da origem e da qualidade dos recursos, todas elas devem obedecer às principais características exigidas (14):

- Garantir elevada resistência, estabilidade, durabilidade e fluidez suficiente para serem injetadas, o que remete a uma relação água/cimento com valor inferior a 0.55. Usualmente os valores desta relação situam-se no intervalo entre 0.40 a 0.50. Estas características supracitadas podem ser fortemente afetadas pela aplicação incorreta da relação água/cimento.
- Os cimentos a empregar na mistura devem ser do tipo CEM I ou CEM II;
- A água a utilizar na amassadura deve ser potável para reduzir os riscos de corrosão das armaduras;
- A resistência à compressão atingida deve ser superior a 25 MPa (geralmente os valores situam-se entre 28 e 35 MPa);

Armaduras

Relativamente à armadura de reforço a utilizar, esta depende fortemente da capacidade de carga e da rigidez pretendida para a micro-estaca. As soluções geralmente adotadas passam pelo recurso a varões de aço utilizados em elementos de betão armado, a barras de aço de alta resistência e a perfis de aço(14).

Os varões de aço tipicamente usados podem ser aplicados individualmente, colocando-se centrados com o eixo da micro-estaca, como também podem ser dispostos em grupo, sendo normalmente cintados por varões helicoidais. Para os varões serem instalados nas posições desejadas utilizam-se centralizadores, que impedem eventuais deslocamentos daqueles. Usualmente, os varões utilizados possuem uma tensão de cedência de 420 e 520 MPa e um diâmetro entre 25 e 63 mm (14).

Quanto ao reforço por barras de alta resistência, de que são exemplo as barras desenvolvidas pela empresa Dywidag Systems, também conhecidas como barras GEWI, aquelas consistem na utilização de varões roscados (ver figura 40) ao longo de todo o seu comprimento, normalmente com diâmetros entre 19 e 63 mm e com tensões de cedência até 550 MPa. O sistema de rosca existente nas barras para além de garantir uma boa ligação mecânica à calda de cimento,

possibilita também que estas sejam cortadas em qualquer ponto e posteriormente acopladas a uma outra barra, através de um conetor, sem que se perca resistência. O facto de as barras serem roscadas também facilita a sua ligação aos restantes elementos estruturais, como nas situações em que as barras são ligadas a uma placa de aço através de uma porca de ligação. (14).

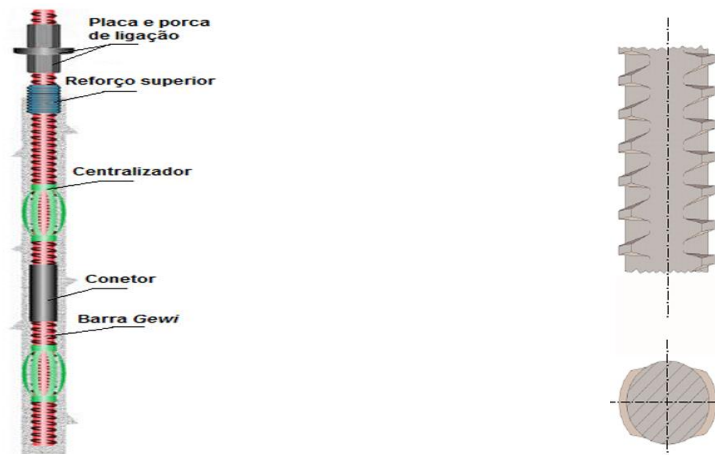


Figura 40 - Micro-estaca reforçada com barra Gewi (14).

As empresas Dywindag Systems e IschebechTitan, desenvolveram técnicas que consistem em soluções de armaduras autoperfurantes, com cabeças de furação perdido e secção oca, que possibilitam a injeção da calda pelo seu interior oca. Deste modo a cabeça perfurante vai perfurando o terreno, até à profundidade desejada, com o auxílio de jatos de água e calda com uma pressão de 2 a 20 bar, que permite limpar o furo e a formação de uma camada de calda em redor do furo, que se designa por Filtercake. Após se ter atingido a profundidade desejada, injeta-se novamente calda de cimento a uma pressão de 20 a 60 bar, formando o corpo de calda que envolve a armadura e preenche todo o furo, finalizando o processo (ver figuras 41 e 42). O facto de as barras serem nervuradas facilita também a furação e penetração, já que funcionam como uma espécie de trado (14).

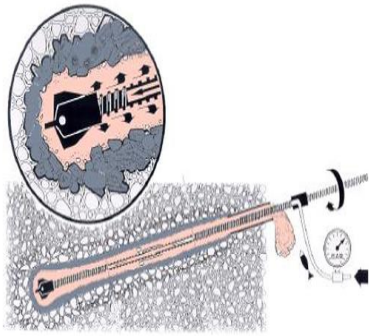


Figura 41 - Preenchimento do furo com calda de cimento injetada (14).



Figura 42 - Secção final da micro-estaca (14).

Uma outra solução de reforço das micro-estacas passa pela instalação de perfis metálicos, sendo perfis tubulares e os perfis HEB os mais vulgarmente utilizados conforme ilustrado na figura 43.

Com o objetivo de dotar às micro-estacas de maior capacidade de carga vertical, melhorando o seu desempenho relativamente às solicitações horizontais, tornou-se comum o seu reforço através de perfis metálicos tubulares de aço de alta resistência. Os perfis de aço contribuem com uma área de aço significativo, permitindo às micro-estacas suportarem cargas verticais relativamente elevadas, bem como incrementar a sua capacidade de resistir a esforços de corte e flexão. Também promove um incremento da sua rigidez. Recomenda-se os perfis tubulares para micro-estacas que funcionam á compressão, pois proporciona estabilidade lateral das mesmas sob ações de compressão axial. Refere-se que esta solução pode ser conjugada com outros elementos de reforço como varões de aço (14).

Relativamente a utilização de perfis metálicos HEB no reforço de micro-estacas, refere-se que os mais utilizados são os perfis HEB 120 e HEB 140, sendo normalmente aplicadas em micro-estacas com selagem ou injeção à cabeça, visto que não permite outro tipo de injeção.

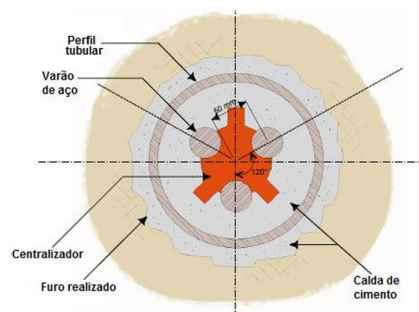


Figura 43 - Esquema de reforço de micro estacas com perfis tubulares conjugado com varões de aço (14).

Processo executivo

As micro-estacas podem ser moldadas ou cravadas, quanto as micro-estacas moldadas existem processos construtivos distintos, o que conduz a diferentes tipos de micro-estacas. De forma geral os processos construtivos dos diferentes tipos de micro-estacas passam pelas seguintes fases (14):

- Furação - A fase de furação para a construção das micro-estacas depende do equipamento ajustar-se ao sistema de furação projetado. Para além de poderem variar em função do tipo de solo, o diâmetro de furação pretendido, capacidade de minimizar as perturbações provocada nas estruturas adjacentes e adaptar-se as exigências em termos de ruído e vibrações.

Em termos de equipamento os mais utilizados são os equipamentos hidráulicos de furação à rotação como trados ou trialetes e os equipamentos hidráulicos à roto-percussão como martelos de fundo-furo, martelos de superfície e trados (ver figura 44).



Figura 44 - Equipamento de perfuração para execução de micro-estacas (14).

O tipo de solo revela-se determinante na definição do método construtivo. Para solos coerentes (capacidade de sustentação), a furação é feita por roto-percussão, através de vara e cabeça perfurante permitindo a escavação do solo. Para solos incoerentes, por forma a impedir o colapso do terreno durante o processo de furação, utiliza-se um tubo de suporte provisório colocado até a profundidade onde o solo apresenta fraca estabilidade, deste modo para além de suportar as paredes do furo, permite executar a furação do solo. Este tubo é dotado na sua base por uma coroa de metal duro (ver figura 46), com um diâmetro ligeiramente superior ao do tubo, que permite escavar o furo na sua totalidade, ou parcialmente, deixando neste último caso a restante escavação a cargo do equipamento de escavação principal instalado no interior oco do mesmo. Nos furos de maiores diâmetros, uma solução alternativa ao tubo de sustentação é a utilização de lamas bentoníticas. À medida que se avança em profundidade o tubo vai

penetrando no solo e se necessário vai-se acrescentando troços ao mesmo, através de ligações macho-fêmea que estes possuem. A finalização da furação procede-se a limpeza através de água ou ar à pressão.



Figura 45 - Varas de furação (14).



Figura 46 - Cabeça de furação (14).

- Colocação de armaduras- Para os perfis metálicos a sua colocação pode ser feita manualmente ou com auxílio a equipamentos de elevação mecânicos. No caso de utilização de varões de aço com comprimentos superiores a 12 metros, a armadura é sujeita a emendas, que variam na sua execução consoante a estaca trabalhe a compressão, tração ou flexão. (14). Os varões devem ser dotados de espaçadores, de modo a se garantir o recobrimento necessário a proteção conta a corrosão.



Figura 47 - Varões nervurados e roscados (13).



Figura 48 - Perfis metálicos (tubo API N80) (13).

- Selagem- A fase de selagem deve ser executada com o menor intervalo de tempo relativamente a fase de colocação da armadura, assegurando que o furo se mantém estável e limpo. A calda deve ser colocada de baixo para cima, através de um tubo, normalmente de PVC, levado até ao fundo do furo, ou recorrendo a um obturador posicionado na última válvula do tubo manchete, nos casos das micro-estacas Tipo C e D. Para além da selagem, a injeção da calda de cimento permite também realizar o transporte de detritos depositados no fundo do furo até à superfície, devendo, portanto, refluir à superfície limpa e consistente no final dos trabalhos.

- Injeção- Esta fase aplica-se às micro-estacas do tipo C e D, em que se recorre a um tubo manchete para se proceder à Injeção Global Unitária (IGU), no caso das micro-estacas tipo C, ou à Injeção Repetitiva e Seletiva (IRS), no caso das micro-estacas tipo D. Para o caso das micro-estacas do tipo D, após o preenchimento do espaço anelar existente entre o tubo e o furo, realizam-se injeções repetidas de calda de cimento, recorrendo-se a um obturador duplo, que percorre todas as válvulas manchete, desde a que se encontra a uma maior profundidade até à que se situa a uma cota mais elevada. Em cada válvula é injetada uma determinada quantidade de calda de cimento aferindo-se as pressões de abertura das mesmas e a pressão de injeção da calda. Esta operação é executada 12 a 24 horas após a selagem, sendo o processo repetido até se alcançarem pressões de injeção que produzam bolbos capazes de mobilizar a força atrítica pretendida entre a interface da calda injetada e o solo circundante.

Posteriormente à conclusão desta operação procede-se à colocação da eventual armadura complementar no interior do tubo manchete, executando-se de seguida a selagem do seu interior, que é preenchido com calda de cimento.

- Ligação à estrutura - Após a construção das micro-estacas, estas têm de ser ligadas à restante estrutura através de maciços de encabeçamento ou vigas em betão armado, de forma que as micro-estacas trabalhem em conjunto, aumentando a resistência do sistema. Assim sendo, é necessário:
 - Escavar o terreno até à cota de fundação do maciço de encabeçamento ou da viga de betão armado a construir;
 - Realização da limpeza do local e de uma camada de betão de regularização na base da fundação;
 - Execução da armadura do maciço ou da viga;
 - Montagem da cofragem do elemento;
 - Betonagem.

2.8.4.5. Reforço com micro-estacas

Existem variadas soluções de reforço de fundações, o reforço de fundações com micro-estacas aplicada em fundações superficiais ou profundas. No caso de utilização de micro-estacas no reforço de fundações superficiais, elas podem ser executadas em zonas de alargamento ou executadas na estrutura existente com posterior selagem (13).

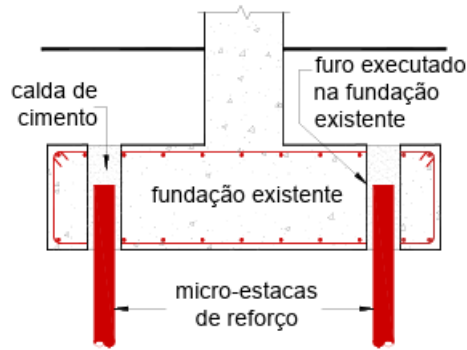
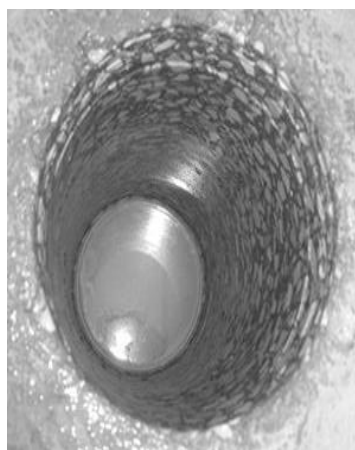


Figura 49 - Reforço com ligação selada (13).

A solução de aplicar micro-estacas diretamente na fundação de betão armado existente, através de uma amarração direta da armadura, selada com calda num furo previamente executada. A realização do furo pode ser feita por coroa diamantada ou por percussão.

A aderência nas interfaces aço/calda e calda/betão é um parâmetro fundamental nesta ligação. Quando se pretende que a capacidade da ligação seja elevada é necessário garantir uma elevada aderência nesta interface, esta aderência depende da rugosidade do furo, esta por sua vez depende do método de furação, que pode ser realizado por carotagem com coroa diamantada, a furação por percussão usando martelos pneumáticos permite aumentar a rugosidade da superfície do furo o que aumenta a aderência na interface calda/betão. A execução de furação com martelos pneumáticos pode ser desaconselhável pelas vibrações induzidas na estrutura e por potenciar a fendilhação do betão da fundação existente. Quando a furação é executada com coroa diamantada, é possível aumentar a aderência da superfície na superfície através da execução de denteação da superfície (13).



a) - Carotagem com coroa diamantada



b) - Carotagem por percussão



c) - Superfície indentada

Figura 50 - Tipos de superfícies dos tipos de furos (13).

Quando se pretende uma maior distribuição de carga, opta-se por um alargamento da fundação, o alargamento pode ser realizado sem sobreposição (ver figura 51- a), ou com aumento da altura da sapata (ver figura 51- c). A introdução de pré-esforço na solução de reforço com alargamento permite em algumas situações manter a altura da sapata existente garantindo, igualmente, um reforço das armaduras longitudinais e aumentam o confinamento nas juntas de betonagem (ver figura 51- b). Com tudo esta solução tem um inconveniente por exigir maior escavação ao redor de fundação, de modo a permitir a colocação dos varões de pré-esforço. O aumento da altura da sapata, com colocação de uma camada de betão sobre a fundação existente, realizada com o objetivo de aumentar a resistência a flexão (para momentos positivos e negativos), a resistência ao corte e ao punçoamento, permitindo igualmente aumentar os comprimentos de amarração das micro-estacas (13).

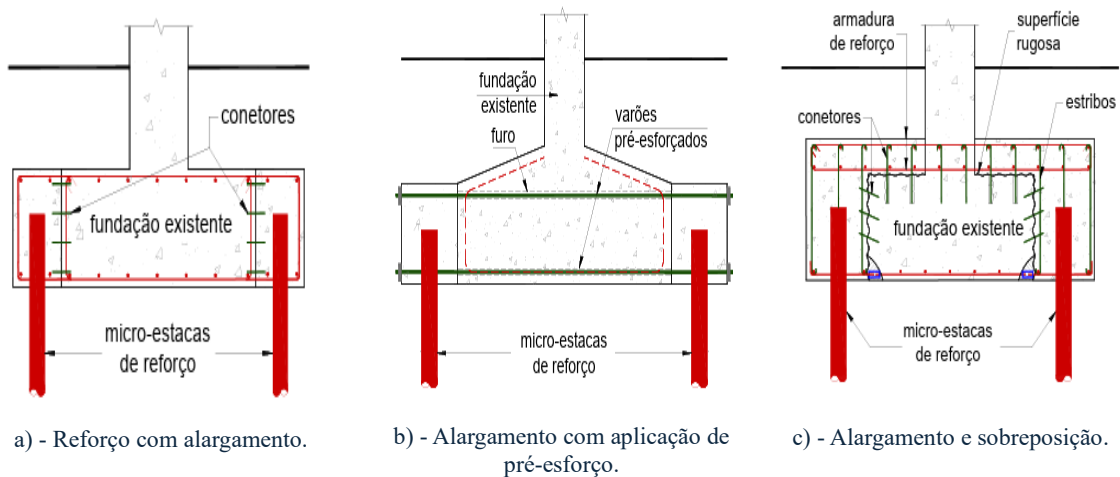


Figura 51 - Reforço com alargamento de fundações (13).

No caso de reforço de fundações profundas as micro-estacas são colocadas em zonas de alargamento da fundação, normalmente é acompanhado com sobreposição ou com recalçamento, devido a necessidade de aumentar a altura da sapata pelas razões citadas anteriormente (13).

Existem situações em que não é possível realizar uma sobreposição, por existir limitação de cotas, sendo a altura da sapata conseguida à custa de recalçamento da fundação existente.

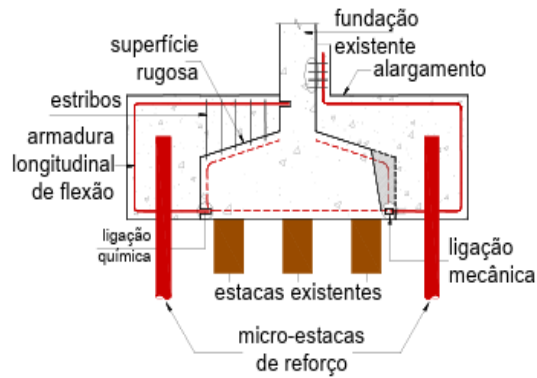


Figura 52- Reforço com alargamento e recalçamento (13).

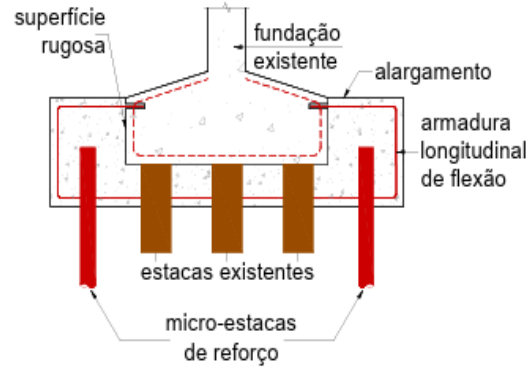


Figura 53 - Reforço com alargamento e sobreposição (13).

Nestas situações de reforço, fundamental uma ligação adequada nas zonas de interface do alargamento e a fundação existente. As juntas de betonagem devem ser convenientemente tratadas de modo a obter uma rugosidade adequada. De igual modo as armaduras longitudinais a colocar na zona de reforço devem ser ligadas às armaduras existentes, de modo a garantir uma eficaz transferência de cargas entre a fundação existente e a zona de alargamento (13).

2.8.5. Reforço de superestrutura

2.8.5.1. Enquadramento

Tem sido cada vez mais frequente a prática de reforço dos elementos estruturais em edifícios de betão armado. Existem hoje várias técnicas de reparação e reforço de estruturas de betão armado, umas com mais aplicação que outras, mas que partilham o objetivo comum de aumentar a durabilidade das construções em betão armado (15).

Quando é necessário reparar e reforçar uma estrutura de betão armado, torna-se fundamental escolher as técnicas mais apropriados ao caso em estudo, minimizando o nível de intrusão, e otimizando a durabilidade e eficiência. Colocado esses pressupostos, a escolha da metodologia deve passar por uma minuciosa análise das causas e extensão das patologias, características das estruturas, condicionamento técnico social, designo da vida útil, funcionalidade e viabilidade económica (16).

Técnicas de reforço de estruturas de betão armado

De um modo geral, as técnicas de reforço estão divididas em dois grupos distintos, adição de novos elementos resistentes, ou ainda o reforço de elementos resistentes já existentes (15).

Para além das técnicas de reforço poderem ser divididas em dois grupos, podem ser ainda classificados em ativas ou passivas, dependendo de como as cargas atuam nos componentes adicionais utilizados no reforço.

Técnicas de reforço passivas, as soluções cuja resistência não é mobilizada até que sejam aplicadas cargas adicionais (permanentes ou variáveis) e/ou até que ocorra deformações adicionais. No caso da técnica de reforço ativa, em situações onde deformações adicionais não são aceitáveis, a capacidade resistente do reforço deve ser mobilizada de imediato. Os sistemas de reforço ativos requerem que seja aplicado pré-esforço aos elementos a reparar, ou a remoção temporária das cargas aplicadas (tanto permanentes como variáveis) bem como uma combinação das duas situações (15).

Na seleção da técnica de reforço deverá ter-se em conta os seguintes fatores (17) :

- Custo da intervenção;
- Condicionantes arquitetónicas;
- Condições de exposição ambiental;
- Vida útil da estrutura após reforço;
- Disponibilidade de mão-de-obra qualificada;
- Natureza da intervenção (reforço à flexão, corte, compressão) e das novas ações de dimensionamento;

As principais técnicas correntemente aplicadas no reforço de estruturas de betão armado (17):

- Encamisamento de seção;
 - Encamisamento de secções com betão armado;
 - Encamisamento de secções com chapas metálicas;
 - Encamisamento de secções com materiais compósitos;
- Adição de armaduras exteriores;
 - Colagem de materiais compósitos F.R.P;
 - Colagem de chapas metálicas;
- Aplicação de pré-esforço exterior não aderente;
- Adição de novos elementos estruturais;

2.8.5.2. Encamisamento de seção;

Encamisamento de secções com betão armado

O reforço de um elemento de betão armado (pilares, paredes e vigas) com recurso ao encamisamento com betão armado, é uma das técnicas mais adequadas para aumentar a resistência das zonas comprimidas. Pode ser aplicada em vigas para aumentar a resistência à flexão e/ou a resistência ao esforço transversal. Já nos pilares o reforço garante um aumento de resistência à flexão e à compressão (16).

Esta técnica consiste na utilização de materiais cimentícios mais ou menos tradicionais e armaduras em varões que conferem maior resistência e/ou rigidez aos elementos existentes danificados e/ou com patologias estruturais. Com este tipo de reforço, pretende-se em geral aumentar a capacidade resistente à flexão composta ou ao esforço transversal em pilares e paredes e a capacidade resistente à flexão simples e ao esforço transversal em vigas ou lajes. As camadas do novo material cobrem o existente, encamisando-o e conduzindo-o, a um acréscimo das dimensões finais das peças reforçadas em relação às originais (1).



Figura 54 - Encamisamento de nó de ligação viga/pilar (17).



Figura 55 - Encamisamento de pilar (17).



Figura 56 - Encamisamento de parede com betão projetado (17).

Principais vantagens do encamisamento de secções com betão armado (12):

- A sua correta execução, garante eficácia de funcionamento;
- Rapidez na sua execução;
- Custo reduzido;
- Utilização de materiais e técnicas “correntes”;
- Mão-de-obra menos especializada;
- Garante maior proteção ao fogo e a corrosão das armaduras.

Principais desvantagens do encamisamento de secções com betão armado (12):

- Aumento das dimensões dos elementos reforçados;
- Dimensões finais superiores às iniciais de projeto devido às dificuldades de betonagem, com os inconvenientes sob o ponto de vista de funcionalidade e estética, podendo levar

à inviabilização desta solução sobretudo quando os volumes a betonar forem pequenos, profundos ou muito congestionados por armaduras;

- Tempo de espera alargado para que o novo betão adquira a resistência necessária para ser carregada, podendo provocar atrasos na colocação em carga da zona da estrutura afetada pelo reforço.

A técnica de encamisamento depende fundamentalmente do tipo de elemento a reforçar (vigas, lajes pilares ou paredes) e do esforço resistente que se pretende incrementar (esforço axial, momento fletor ou esforço transverso).

Elementos vigas

Em vigas os dois tipos de reforços com esta técnica são:

Quando a insuficiência da peça existente é em relação à flexão pode dever-se essencialmente à falta de armadura de tração ou à falta de um banzo de compressão adequado. Quando a insuficiência é relativamente a falta de armadura, pode-se aumentar a altura da viga colocando armadura adicional embebida no novo betão conforme ilustrado na figura 57 (12).

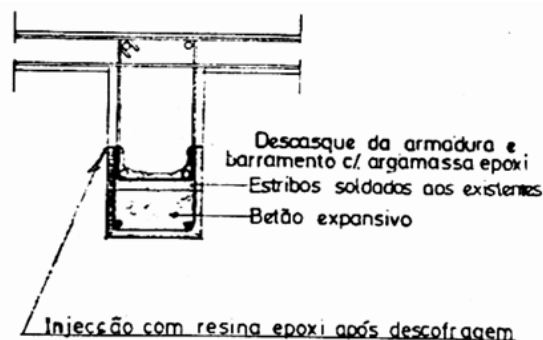


Figura 57 - Reforço de viga a flexão por incremento de armadura de tração com aumento da altura da viga (1).

Fases de execução do reforço por encamisamento de vigas (12):

- Realiza-se a picagem da superfície inferior da viga com um pequeno martelo de forma a retirar-lhe a camada superficial;
- Procede-se a retirada da camada de betão de recobrimento até deixar descoberta as armaduras do estribo da viga;
- Aos estribos da viga solda-se uns prolongamentos de dimensões adequadas para suportar os esforços de deslizamento longitudinal entre a viga e o betão de reforço;
- De seguida, coloca-se as armaduras longitudinais adicionais e as cofragens;
- Por último, a fase de betonagem da viga pode ser feita por metodologias distintas:

- a) Colocação do betão por gravidade;
- b) O dry pack cofrado;
- c) Betão de agregado pré-colocados cofrado;
- d) Betão projetado não cofrado;
- e) Betão bombeado cofrado;
- f) Betão colocado à mão não cofrado.

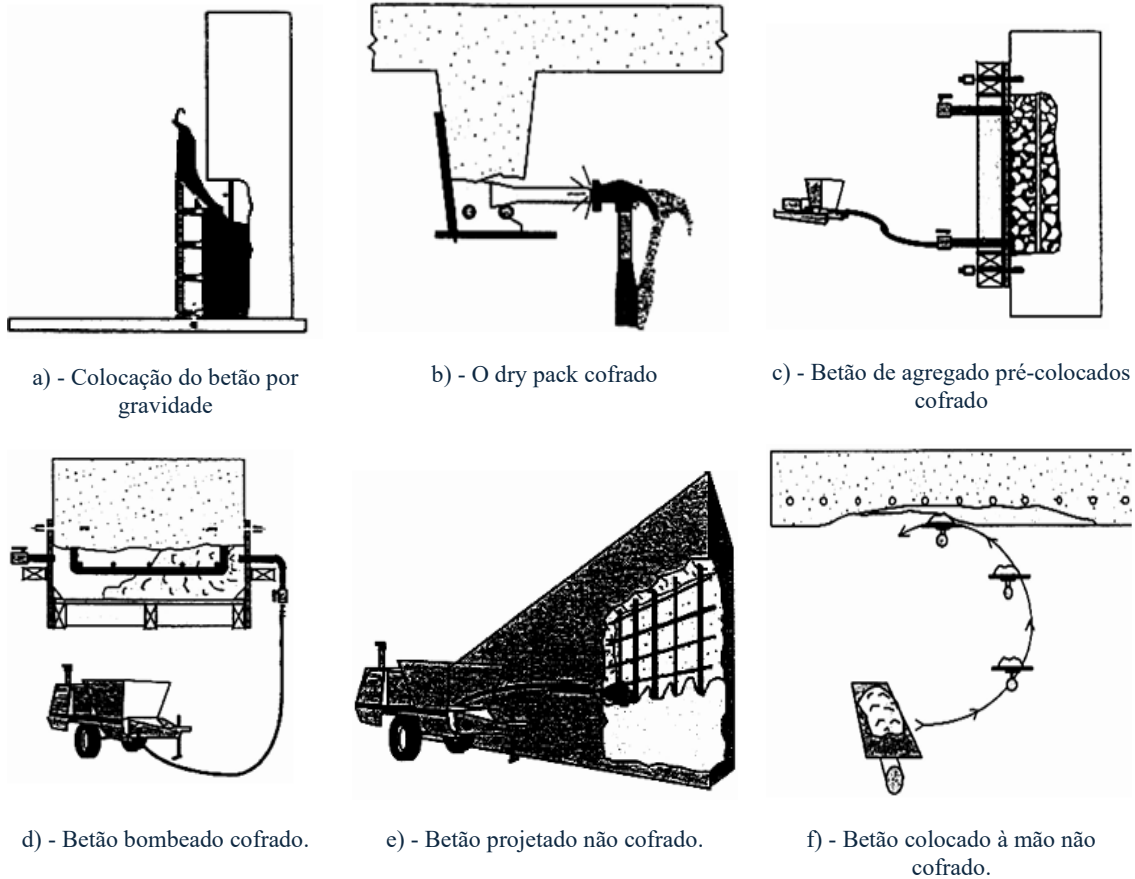


Figura 58 - Metodologias de execução de betonagem no reforço de vigas por encamisamento de betão armado (12).

- Fase de betonagem

A fase de betonagem pode ser feita com betão projetado, betão normal ou com uma argamassa especial, os quais devem possuir boa trabalhabilidade, baixa retração, elevada resistência à compressão e boa aderência (16).

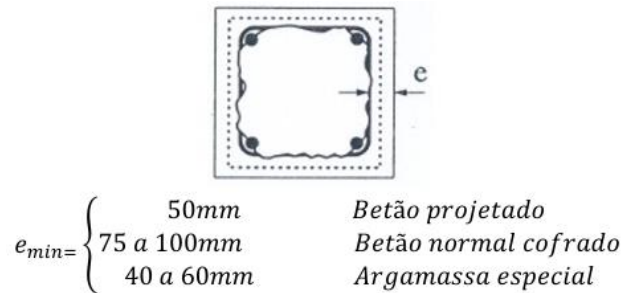


Figura 59 - Espessura a betonar em função do material e técnica a utilizar (16).

Quando se realiza este tipo de reforço, deve-se ter em conta que as armaduras ficarão em planos diferentes e conseqüentemente as distâncias dos baricentros das armaduras inicial e adicional ao baricentro de compressão é diferente, outro ponto a ter em conta, relaciona-se com a distribuição de tensões nas duas armaduras. Quando se descarrega a viga, é muito provável que essa descarga não seja total pelo que a armadura inicial já se encontra em tensão enquanto a adicional ainda não está. Apesar de no ELU este problema não ter em geral grande relevância, nos ELS e para um bom funcionamento em serviço, deve-se procurar que o reforço se responsabilize pela máxima percentagem de carga total a resistir (1).

No caso em que manter a altura da viga é condicionante, recorre-se à execução de roços longitudinais na face tracionada da viga para que neles se possa introduzir a armadura adicional, podendo também efetuar a substituição de varões da armadura existente que se encontra excessivamente deteriorados pela corrosão. O espaço deixado livre é preenchido com uma argamassa epóxi ou com um betão de alta resistência, não retráctil nem expansivo, após a realização do tratamento da superfície do betão existente, conforme o mencionado anteriormente. Os varões adicionais, assim como os existentes que fiquem expostos durante a operação de reforço, poderão ser pintados com uma resina epóxi para proteção adicional (12).

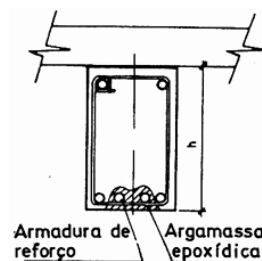


Figura 60 - Reforço de uma viga à flexão por aumento da armadura de tração sem aumento da altura da viga (12).



Figura 61 - Substituição de varões danificados (12).

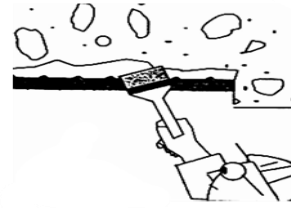


Figura 62 - Aplicação de proteção com resina epóxi nos varões (12).

Este processo é, no entanto mais difícil de executar que o anterior. Os varões iniciais e adicionais não trabalham necessariamente à mesma tensão a não ser que a descarga da viga seja total. O aço das armaduras adicionais deve ter o mesmo limite elástico que o das armaduras iniciais (12).

Outro sistema de reforço de vigas à flexão com recurso a nova armadura embebida na viga pré-existente (ver figura 63).

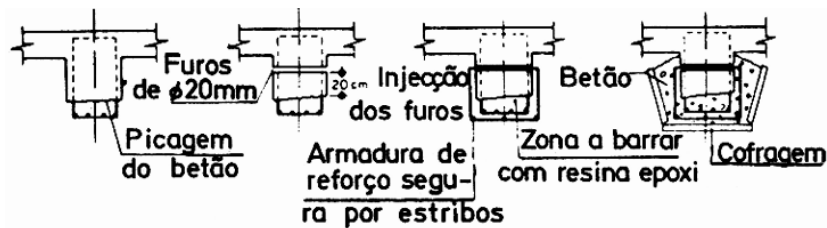


Figura 63 - Reforço de uma viga à flexão com recurso a nova armadura embebida na viga pré-existente (12).

Em relação a este método, é relevante realçar os seguintes pontos (12):

- Os furos para colocação dos estribos adicionais devem realizar-se com broca de 20 mm;
- Os varões longitudinais adicionais devem ser colocados abaixo dos existentes e tão próximos destes quanto possível para não introduzir grandes diferenças na altura útil da peça;
- Após a introdução dos estribos adicionais, os furos devem ser injetados manual ou mecanicamente com uma pasta de cimento de relação água / cimento inferior a 0.40;
- Nas superfícies de contacto entre o betão novo e o existente é conveniente aplicar uma camada de resina epóxi;
- A betonagem deve realizar-se por tramos sucessivos não superiores a 1 m de comprimento (para minorar os efeitos da retração) devendo esperar-se 3 dias antes de cada betonagem;

- O betão novo deve ser compactado corretamente para evitar a formação de vazios;
- Os estribos adicionais devem ser soldados a eventuais chapas metálicas que se introduzam na face superior da viga.

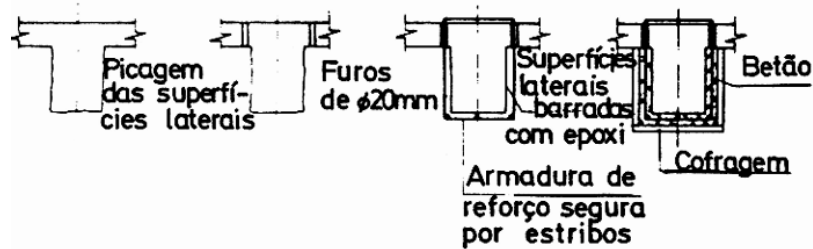


Figura 64 - Reforço de uma viga à flexão com recurso a nova armadura embebida na laje pré-existente (12).

Quando a insuficiência do elemento estrutural existente se refere ao esforço transversal, geralmente deve-se à falta ou má colocação dos estribos, embora não se deva excluir a hipótese de existir insuficiência de resistência à compressão do betão (12).

A figura 65 esquematiza o reforço ao esforço transversal em simultâneo com o esforço à flexão para tal bastando dimensionar os estribos adicionais.

No reforço por encamisamento em pilares, pode-se ou não tirar proveito do efeito de confinamento das armaduras transversais adicionais que, ao criarem um estado triaxial de tensões, permite aumentar a carga de rotura do pilar inicial e a sua contribuição para a capacidade resistente total.

A espessura mínima da camada adicional de betão (não projetado) esta condicionada pela facilidade de colocação em obra e pelo tamanho máximo do inerte utilizado. Este valor em geral está limitado a 10cm exceto nos casos em que se dispõem de meios adequados, se utilizam superplastificantes e inertes de tamanho máximo não superior a 20mm, em que a espessura mínima pode baixar para 6 cm. Por outro lado, essa espessura mínima é condicionada pelo nível de reforço que se pretende conferir ao pilar (12).

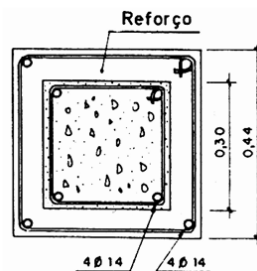


Figura 65 - Seção de um pilar reforçado por encamisamento de betão armado (12).

A ligação entre o betão velho e o novo em pilares configurasse com maior facilidade que em lajes e vigas por haver aderência entre estes e assim evitar o aparecimento de efeitos secundários. Para melhorar essa mesma aderência propõe-se que (12):

- Realizar a picagem da superfície do pilar para retirada da leitada superficial;
- Aplicar jatos de áreas para eliminar os troços de betão solto
- Proceder a limpeza do pó da superfície recorrendo a jatos de ar comprimido;
- Aplicar uma camada de resina epóxi na superfície de contacto do betão novo, em alternativa deve-se saturar a superfície do betão existente;
- Antes de a resina endurecer, coloca-se as armaduras longitudinais e transversais adicionais;
- Betonar a camada de reforço por troços de 0.5 a 1.5m de altura de acordo com a facilidade de colocar em obra;
- As superfícies do betão novo devem manter-se saturadas por um período de pelo menos 10 dias.

Com o tempo decorrido entre a aplicação da resina e a betonagem pode ser muito variável devido a necessidade de colocação das armaduras e montagem da cofragem é necessário que a resina epoxi tenha tempo de presa adequado à duração dessas atividades. Neste caso, a própria retração do betão da camada de reforço contribui para melhorar a aderência entre os dois betões (12).

Ao troço situado inferiormente ao reforçado devem igualmente ser reforçados e as armaduras devem, sempre que possível, atravessar a laje para que tenham continuidade em toda a altura do reforço.

A introdução das armaduras adicionais nas sapatas deve ser feitas por carotagem do betão na profundidade de cerca de 15 diâmetros, sendo em seguida introduzida a armadura que deve ser nervurada, a seguir, sela-se com argamassa epoxi (12).

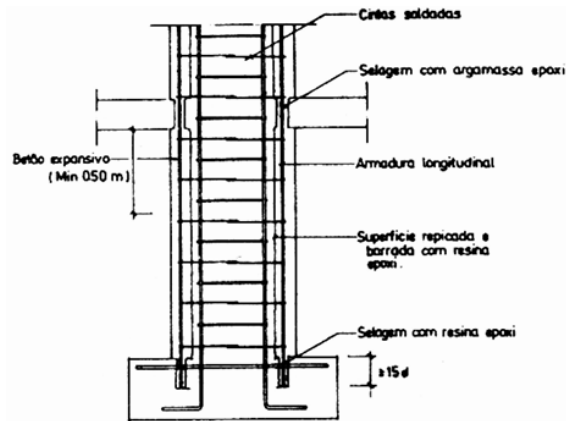


Figura 66 - Reforço de pilar por encamisamento de betão armado, com pormenor da ancoragem das armaduras de fundação (1).

Neste tipo de reforço, a armadura de reforço pode também ser conseguida à custa de rede eletrossoldada conforme representada na figura 67.

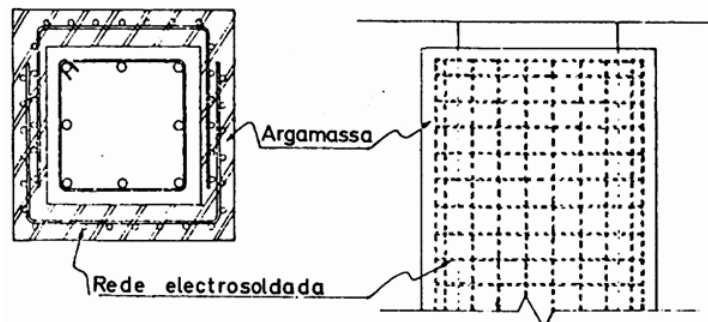


Figura 67 - Reforço de pilar com recurso a rede eletrossoldada (12).

2.8.5.3. Encamisamento de secções com chapas metálicas.

Esta técnica é relativamente simples, consiste em colar armadura à superfície do elemento de betão por aplicação de uma resina epóxi. O adesivo garante a ligação entre o betão e a armadura adicionada, desta forma são transferidas ao longo da interface de colagem. Esta técnica permite o reforço de vigas ao esforço transversal, à flexão e o reforço de pilares à compressão simples e flexão composta (15).

A utilização de elementos metálicos no reforço de elementos de betão armado apresenta várias vantagens entre os quais salientam-se os seguintes (15):

- Relação favorável entre o peso e resistência mecânica;
- Aptidão para resistir a diferentes tipos de solicitações;
- Capacidade de adaptação aos espaços existentes;
- Elevado grau de prefabricação, permite montagem relativamente limpa e assegura entrada imediata em serviço do elemento reforçado;

- Rapidez e simplicidade de execução;
- Diminui alteração nas dimensões arquitetónica;
- Não requer mão de obra especializada.

Não obstante as vantagens acima referidas esta técnica apresenta aspetos menos positivos e que devem ser equacionados na sua escolha (15):

- Vulnerabilidade do reforço à corrosão e ao incêndio;
- Manuseamento das chapas metálicas devido ao seu peso;
- Limitação das dimensões das chapas metálicas.

A técnica de encamisamento de secções com chapas metálicas (Steel jacketing), aplica-se sobretudo ao reforço de pilares e consiste no envolvimento da secção deste por chapas metálicas (ver figuras 68 e 69). Esse envolvimento poderá ser total ou apenas em secções críticas que se pretende reforçar (p.e. nós de pórticos, zonas de emenda de varões) (17).

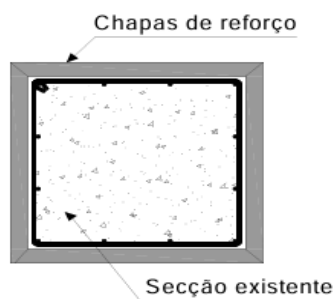


Figura 68 - Pilar retangular encamisado com chapas metálicas (17).

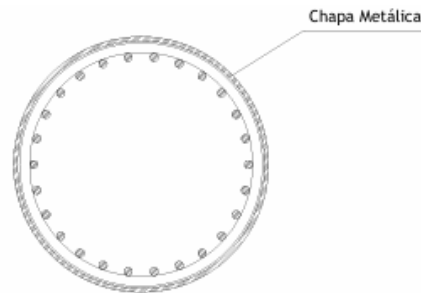


Figura 69 - Pilar circular encamisado com chapas metálicas (17).

A introdução de chapas de aço nas faces dos pilares permite o aumento da resistência à flexão e ao esforço transversal por adição de área de armadura resistente, garante um aumento da rigidez e da ductilidade do elemento reforçado e, por fim, propicia um incremento da resistência à compressão do betão por confinamento das chapas (17).

Num pilar submetido à compressão simples, as chapas oferecem reação à deformação transversal do betão, submetendo o elemento a um estado de tensão multiaxial, o que conduz a um aumento significativo da tensão resistente de compressão do pilar. Num pilar submetido à flexão composta, a zona comprimida da secção transversal sofre uma expansão, a qual é contrariada pelas chapas metálicas que confinam o elemento (ver figura 70) (17).

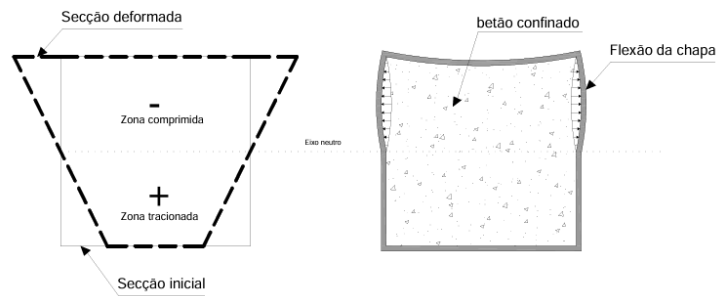


Figura 70 - Efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta (17).

Tendo como pressuposto a perfeita ligação entre o material de reforço e a secção existente. A eficácia desta técnica depende essencialmente da efetividade dessa ligação e ainda da correta união entre as fronteiras das chapas de reforço. Quando os reforços são pontuais, a ligação entre as chapas metálicas de reforço e o betão existente realiza-se através da colagem destas à superfície do betão com uma resina epóxida ou com uma argamassa igualmente epóxida. Tratando de reforços contínuos a ligação entre materiais é assegurada a partir da injeção de uma calda cimentícia não retráctil ou de uma resina epóxido líquida no espaço entre a superfície de betão e as chapas de reforço conforme o ilustrado na figura 71 (17) .



Figura 71 - Sistema base de encamisamento de pilares com chapas metálicas (17).

2.8.5.4. Disposição das armaduras

As chapas de reforço apresentam geralmente uma espessura entre 8 a 15 mm, devendo levar uma proteção contra a corrosão e à ação do fogo. A sua disposição no elemento depende da profundidade da intervenção, a qual se pode classificar como total ou parcial conforme as chapas envolvem totalmente ou parcialmente o elemento a reforçar (17).

Nas figuras abaixo, ilustram-se alguns exemplos de soluções de encamisamento total e parcial.

Este tipo de reforço aplica-se quando é possível aceder a todas as faces do pilar, pode-se optar por aplicar soldadura as chapas em todo o seu comprimento, ou uni-las nos cantos por um sistema de parafusos. Quando os pilares apresentam dimensões consideráveis, pode ser

vantajoso á solução de encamisamento total, em que as chapas de reforço são fixas ao betão por buchas distribuídas ao longo da altura do pilar (ver figura72) (17).

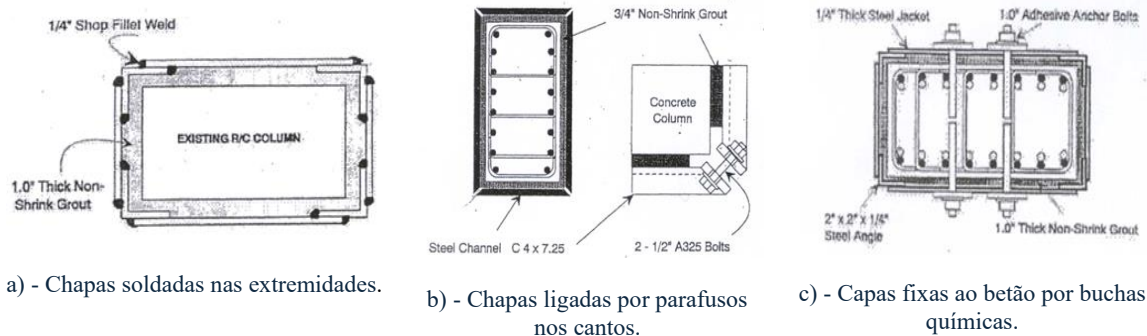


Figura 72-Encamisamento total de pilar com chapas metálicas (17).

Na impossibilidade de aceder a todas as faces do pilar apenas se pode executar o reforço parcial. Nestes casos nos cantos não acessíveis, as chapas metálicas são unidas por aparafusamento de varões galvanizados roscados em ambas as pontas e posteriormente selados com uma argamassa não retráctil (ver figura 73) (17).

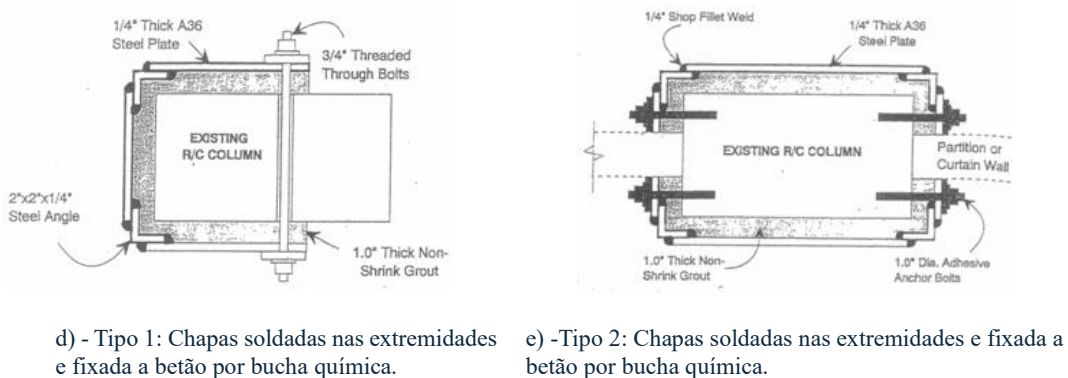


Figura 73 - Encamisamento parcial de pilar com chapas metálicas (17).

A aplicação da técnica de encamisamento com chapas metálicas tem como principais vantagens utilização de materiais correntes, ser de fácil aplicação e não impedir a utilização da estrutura. Em contrapartida a dificuldade de manuseamento das chapas (peso elevado) e a sensibilidade à corrosão e ao fogo que qualquer armadura metálica apresenta são características que não favorece esta técnica (17).

O steel caging é uma variante do encamisamento que caracteriza-se pela aplicação, em pilares de betão armado com secções transversal retangular ou quadrangular, de cantoneiras de aço às quais são soldadas presilhas do mesmo material. A técnica é corretamente aplicada, quando o espaço entre os elementos metálicos e o pilar de betão armado é preenchido com argamassa ou

resina epoxi. A sua aplicação em estruturas tem sido frequente devido à sua eficácia no aumento da resistência e da ductilidade, e na economia e facilidade de aplicação (18) .

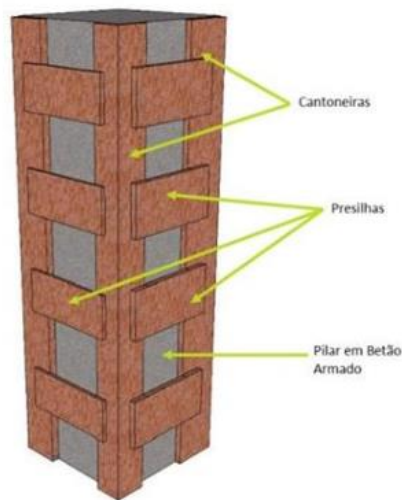


Figura 75 Figura 74 - Pilar de betão armado reforçado com cantoneiras e presilhas de aço (18).

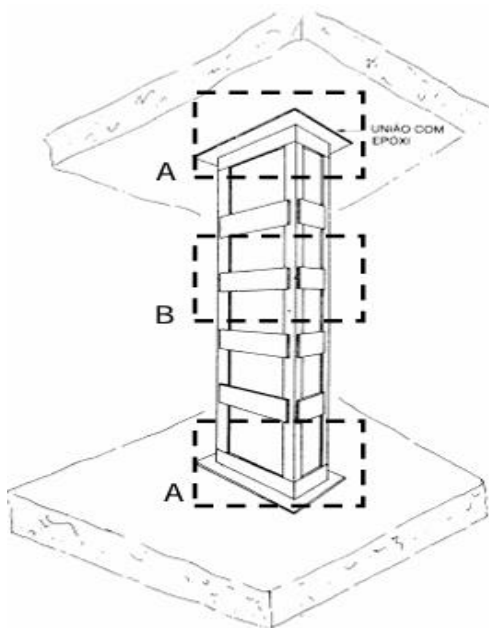


Figura 74 - Pilar reforçado com armaduras exteriores (17).

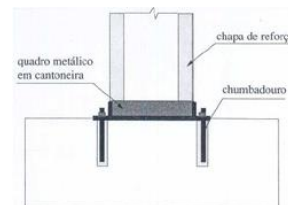


Figura a) - Zona A



Figura b)- Zona B-solução 1



Figura c) - Zona B-solução 2

Zona A- A ligação dos perfis à fundação realiza se através de esquadros metálicos soldados aos perfis, fixos à fundação por chumbadouros selados ao betão com uma argamassa não retráctil fluida conforme ilustrado na figura a) (17).

Zona B- solução 1 -O reforço é realizado com cantoneiras dispostas nos cantos, coladas ao betão com uma resina epoxi injetada e fixas à armadura principal por soldadura, as cantoneiras são ligadas entre si por barras soldadas ao perfil (ver figura b) (17).

Zona B- solução 2- Neste caso, a diferença relativamente à solução anterior reside no facto de se colocarem buchas. Esta solução será adequada quando as cantoneiras apresentam dimensões consideráveis (ver figura c) (17).

2.8.5.5. Encamisamento de secções com materiais compósitos;

Constatou-se que os materiais tradicionais se manifestam inadequados em determinadas situações, devendo ser encontradas alternativas. Além disso, o desenvolvimento tecnológico das construções depende do avanço apresentado pela área dos materiais.

Tem havido grande empenho na procura de materiais com características apropriadas aos novos projetos de engenharia, visto que cada vez mais urgente a aplicação de materiais muito mais resistentes, duráveis, não oxidáveis, pouco deformáveis e capazes de absorver e dissipar energia, sem ocorrência de rotura frágil. Os materiais compósitos, neste contexto, representam um enorme avanço sobre o esforço permanente de otimização dos materiais estruturais (2) .

Devido ao seu êxito, a engenharia civil manifestou grande interesse em os aplicar sob a forma de produtos, empregues como armadura não metálica. Neste âmbito são de assinalar propriedades como (1):

- Elevada resistência à tração;
- O baixo peso específico;
- A resistência a corrosão;
- A elevada resistência a fadiga;
- O bom amortecimento ao choque;
- Boa capacidade de isolamento eletromagnético.

Apresenta-se uma análise qualitativa das principais vantagens e desvantagens dos F.R.P relativamente aos materiais tradicionais.

Tabela 1 - Principais vantagens e desvantagens dos FRPs (19).

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Elevada resistência mecânica; • Elevado módulo de elasticidade; • Peso reduzido, com grande flexibilidade o que facilita a sua aplicação; • Espessura reduzida e facilmente adaptável às formas dos elementos estruturais; • Grande resistência à fadiga; • Resistente a corrosão, aos químicos, aos ácidos, aos sais e produtos orgânicos. 	<ul style="list-style-type: none"> • O elevado custo dos materiais compósitos; • Sensibilidade aos raios ultravioletas; • Sensibilidade à água; • Fraca resistência ao fogo.

Os produtos FRP são anisotrópicos e na sua composição as fibras regem, praticamente, a capacidade resistente do sistema, não apresenta patamar de cedência, comportando-se como material perfeitamente elástico até à ruína (2).

A aplicação dos FRP no reforço de estruturas de betão armado, sobre forma de mantas ao laminados de FRP (pré-esforçados ou não) que são colocados criteriosamente nas faces dos elementos estruturais, para resistir à flexão e ao corte, ou como as aplicações exteriores de cabos de FRP pós-tensionados e não aderentes.

Resultando de um princípio de heterogeneidade, os materiais compósitos são constituídos essencialmente por duas fases. Uma apresenta grande resistência, elevado módulo de elasticidade e tem a forma de filamentos de pequeno diâmetro. A outra é macia e tem características sinérgicas - A Matriz. Sendo relativamente dúctil, envolve completamente a primeira fase, permitindo boa transferência de tensões entre as fibras interlaminares e no plano (conceito de sinergia) (2).

A conjugação destas duas fase nasce a verdadeira força geradora da família dos “Fiber Reinforced Polymer” e as suas relevantes propriedades mecânicas, físicas e químicas quando comparadas com os materiais homólogos tradicionais, conforme o ilustrado na figura 79 (1).

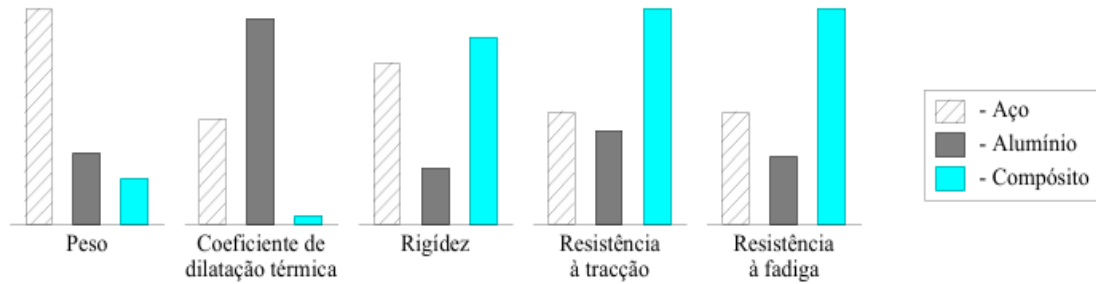


Figura 76 - Comparação das propriedades entre o aço, o alumínio e o compósito (2).

As fibras mais correntes nos materiais FRP são as de carbono, vidro e poliamida aromática (aramida) dos quais são produzidos os respetivos compósitos reforçados designados internacionalmente por C.R.R.P (Carbon Fiber Reinforced Polymer), G.F.R.P. (Glass Fiber Reinforced Polymer) e A.F.R.P. (Aramid Fiber Reinforced Polymer) (ver figuras 77, 78 e 79) (17).



Figura 77 - Tela de fibra de carbono (20).

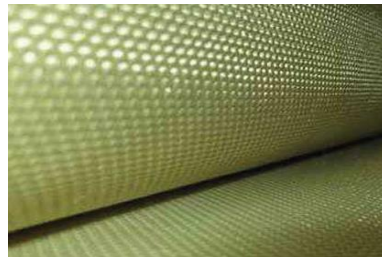


Figura 78 - Tela de fibra de aramida (20).



Figura 79 - Tela de fibra de vidro (20)

Tabela 2 - Valores das propriedades dos tipos de fibras (20).

Tipo de fibras		Res.tração (Mpa)	Mod.elast. (GPa)	Alongamento último (%)	Peso específico
Carbono (C)	Elevada resistência	3430-4900	230-240	1.5-2.1	1.8
	Elevado mód. Elast.	2940-4600	392-640	0.45-1.2	1.8-2.1
Aramida (A)	Elevado mód. Elast.	2900	111	2.4	1.45
	Elevada resistência	3500	74	4.6	1.39
Vidro (G)	Vidro-E	3500	74	4.7	2.6

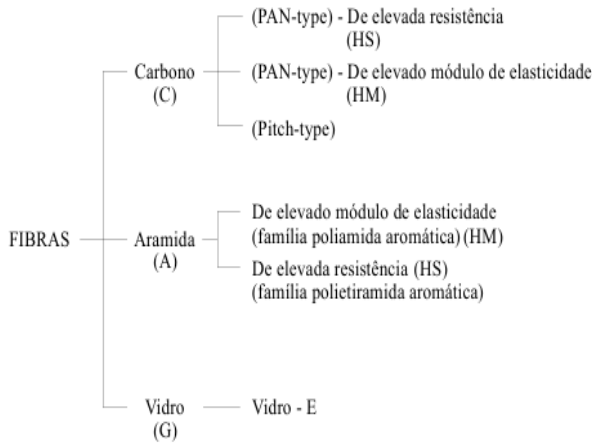


Figura 80 - classificação das fibras (2).

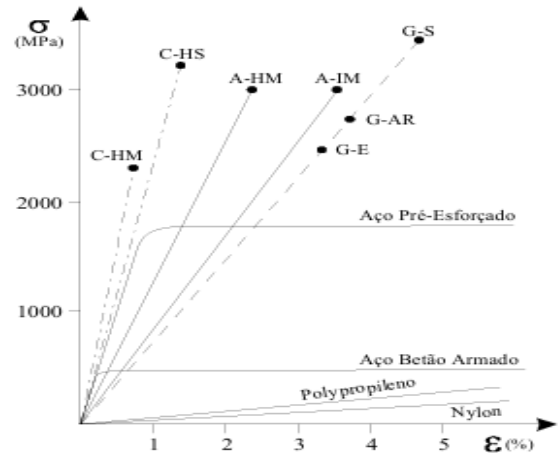


Figura 81 - Comportamento à tração de fibras e metais (2).

A seleção do tipo de fibra a utilizar num sistema F.R.P. deverá ser feita em função da resistência rigidez e durabilidade requeridas pela técnica de reforço projetada. As fibras de reforço apresentam-se sob forma de filamentos de pequeno diâmetro que, quando enrolados sob tensão, formam feixes que constituem a unidade base para outras configurações. As diferentes orientações que as fibras podem assumir na estrutura do compósito, introduzem um caráter anisotrópico ao material resultante, o qual poderá classificar-se consoante a sua disposição com (2):

- Unidirecional
 - Fios contínuo- ligação de feixes paralela (ver figura 82);
 - Cordão- união de feixes com torção conjunta (ver figura 83);
 - Manta- traços de fios ou feixes dispostos segundo uma direção (ver figura 84).



Figura 82 - Fio contínuo de fibra (2).



Figura 83 - Cordão de FRP (2).



Figura 84 - Manta unidirecional de FRP (2).

- Bidirecional
 - Mantas- traços de fios ou feixes dispostos segundo duas direções, mantidos em conjunto por um aglutinado fraco (ver figura 85);
 - Tecidos- entrecruzamento de fios ou cordões segundo duas direções (ver figura 86);



Figura 85 - Manta bidirecional de FRP (2).



Figura 86 - Tecido de FRP (2).

- **Multidirecional**
 - Mantas- espalhamento aleatório das fibras num tapete que, posteriormente é pulverizado com resina para adquirir consistência;
 - Tecidos- entrecruzamento de fios ou cordões segundo direções aleatórias;



Figura 87 - Manta multidirecional de FRP (2).

Sistema de encamisamento de elementos em betão armado.

A aplicação deste sistema processa-se geralmente segundo os seguintes procedimentos, podendo variar ligeiramente segundo cada fabricante (17):

- Limpeza e aumento da rugosidade da superfície do betão por picagem, ou jatos de areia conforme ilustrado nas figuras 88, 89 e 90;



Figura 88 - Preparação da superfície do betão por picagem (17).



Figura 89 - Preparação da superfície do betão por jato de areia (17).



Figura 90 - Limpeza da superfície com jatos de água (17).

- Limpeza da secção e aplicação de primário epóxico de forma a melhorar a resistência superficial e limitar a absorção pelo betão do adesivo epóxico (ver figura 91);
- Regularização da superfície com uma argamassa epóxida de forma a garantir a espessura de resina especificada (ver figura 92);



Figura 91 - Aplicação de primário epóxico (17).

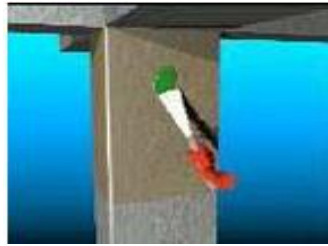


Figura 92 - Regularização da superfície com argamassa epóxida (17).

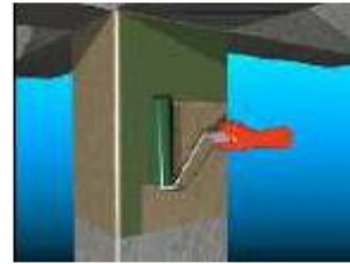


Figura 93 - Aplicação da primeira camada de resina epóxida, para colagem (17).

- Feita a preparação da superfície faz-se aplicação da manta ou tecido (ver figura 94), seco (posterior aplicação de resina epóxida “in-situ”) ou pré-impregnado sob uma resina epóxida de impregnação, previamente aplicada na superfície do material a reforçar (ver figura 93);
- Finaliza-se o reforço com a aplicação de um revestimento final de proteção conforme a figura 96;

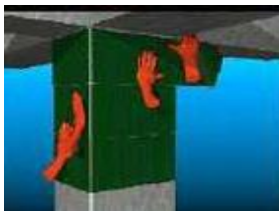


Figura 94 - Aplicação das mantas (17).

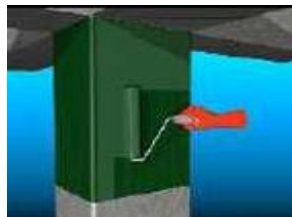


Figura 95 - Aplicação de resinas de impregnação (17).

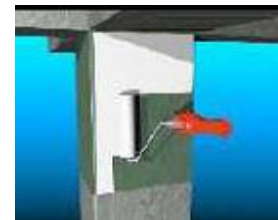


Figura 96 - Aplicação de revestimento final de proteção (17).

2.8.5.6. Adição de armaduras exteriores

Colagem de materiais compósitos FRP.

A técnica de reforço de secções de betão armado por colagem de armaduras de FRP consiste na colagem de lâminas, mandas ou tecidos de FRP ao betão por intermédio de uma resina normalmente do tipo epóxida (17).

Esta técnica aplica-se no reforço à flexão e esforço transversal de vigas, lajes e pilares.

Os trabalhos preparatórios e a sequência de aplicação do reforço de F.R.P dependem do tipo de sistema utilizado: Sistema pré-fabricado (lâminas) ou sistema curado “in-situ” (manta ou tecido), de acordo com o descrito no subcapítulo anterior (17).



Figura 97 - Reforço de laje com laminado de FRP (20). Figura 98 - Reforço de laje com laminado de FRP (19).

Na tabela espõem-se os valores de propriedades dos laminados e mantas de FRP

Tabela 3 -Valores das propriedades dos laminados e mantas de FRP (20).

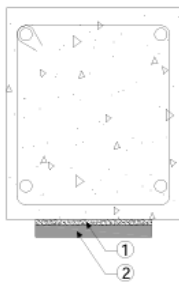
Propriedades/Material	Laminados	Mantas
E	165 a 300 GPa	240 a 640 GPa
σ_u	1500 a 3000 MPa	2500 a 3000 MPa
ϵ_u	0.5 a 1.7 %	0,4 a 1,55 %

A forma e a disposição das armaduras de FRP no elemento a reforçar varia em função da natureza do reforço e a tipologia da peça a reforçar.

Os tipos mais comuns de reforço com colagem de laminas, mantas e tecidos ao betão são (17):

- Reforço de vigas e lajes à flexão;

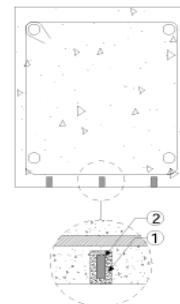
Colagem de uma única lamina.



Colagem de duas ou mais laminas.

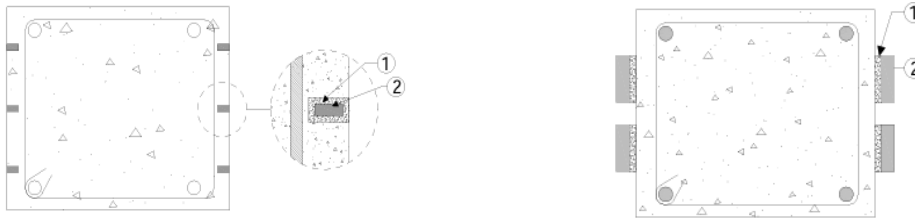


Introdução de laminas/varões em rachaduras a superfície do elemento de betão.



- Reforço de pilares à flexão;

Introdução de lâminas em ranhuras de 5x15mm. Colagem de lâminas nas faces do pilar.

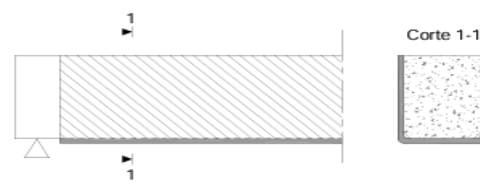
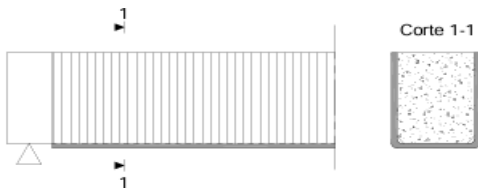


- 1- Adesivo de ligação.
- 2- Lamina ou manta de FRP.

- Reforço de vigas ao esforço transverso;

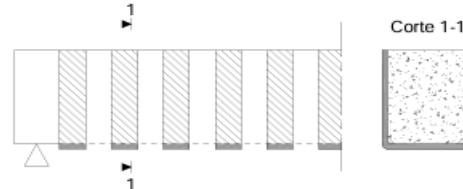
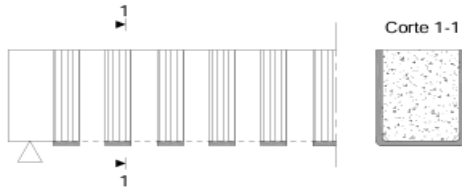
Estribo contínuo em “U” com orientação das fibras a 90°.

Estribo contínuo em “U” com orientação das fibras a 45°.

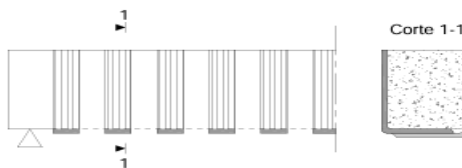


Estribo descontínuo em “U” com orientação das fibras a 90°.

Estribo descontínuo em “U” com orientação das fibras a 45°.



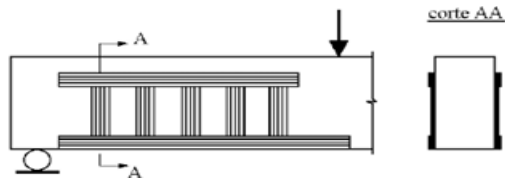
Estribo pré-fabricado em “L” com orientação das fibras a 90°.



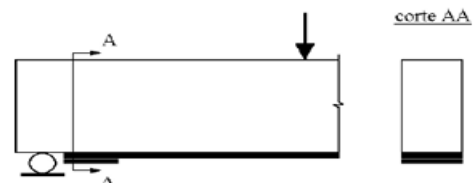
- Sistemas de ancoragens de armaduras FRP coladas ao betão;

Colagem de tiras de FRP para ancoragem de estribos.

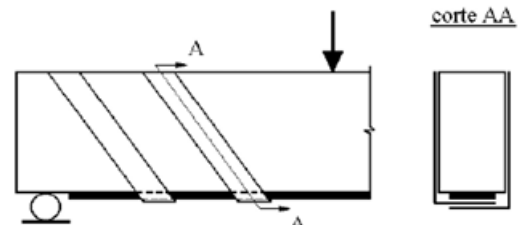
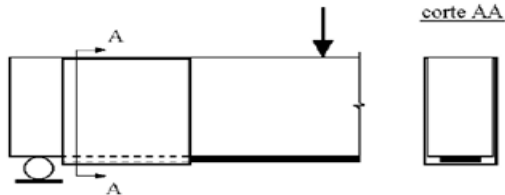
Colagem de tira de FRP na extremidade do reforço à flexão.



Manta de FRP em “U” na extremidade do reforço à flexão.



Manta de FRP em “L” inclinada a 45° na extremidade do reforço à flexão.



2.8.5.7. Colagem de chapas metálicas

A técnica de reforço de secções por adição de chapas metálicas consiste na colocação de chapas metálicas na superfície do elemento a reforçar. Esta técnica aplica-se quando se consideram insuficientes as armaduras existentes e adequada as dimensões e qualidade do betão existente (17).



Figura 99 - Reforço de viga nervurada de uma laje fungiforme com colagem de chapas metálicas (17).

Esta técnica tem vindo a ser aplicada no reforço de estruturas desde os anos 60 do século passado com algumas vantagens tais como (17) :

- Facilidade e rapidez de execução;
- Reduzidas alterações nas dimensões arquitetónicas;
- Facilidade pelo fato da utilização de materiais correntes;

No entanto a utilização de chapas de aço nas faces dos elementos de betão armado traz algumas vulnerabilidades (17):

- Fraco comportamento quando sujeitas a ação do fogo;
- Vulnerabilidade a corrosão;
- Dificuldade de manuseamento das chapas metálicas devido ao seu peso;
- Limitação do comprimento das chapas;
- Custo elevado da cola epóxi.

As chapas metálicas são ligadas à superfície do betão por colagem com resina epóxi e complementarmente por buchas metálicas. Sendo fundamental garantir esta ligação para a efetividade do reforço, é indispensável a correta preparação das superfícies dos dois elementos a ligar, para tal deve ser executada as seguintes etapas (17):

- Tratamento da superfície de betão;
 - Limpeza de impurezas na superfície do elemento de betão armado com jatos de água;
 - Remoção do betão deteriorado;
 - Aumento da rugosidade da superfície com auxílio de martelo de agulhas;
- Tratamento das chapas metálicas
 - Decapagem das chapas metálicas apo fabrico;
 - Colocação de película plástica durante o seu transporte e manuseamento;
 - Remoção da película plástica da chapa metálica e limpeza para remoção de óleos e gorduras;

Disposições construtivas.

As chapas de aço são coladas na superfície dos elementos de betão armado através de uma resina epóxi, e, na maior parte dos casos, fixam-se ainda buchas metálicas para elevar os níveis de confiança relativamente ao comportamento monolítico da secção mista (17).

Será apresentado algumas disposições construtivas, quanto as espessuras mínimas e máximas recomendadas a adotar para os materiais envolvidos no reforço, assim como algumas disposições relativamente a colocação das armaduras consoante a natureza do reforço.

- Reforço de vigas a flexão.

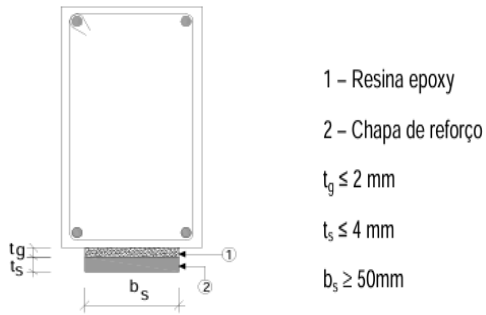


Figura 100 - Solução de colagem com resina epóxi (17).

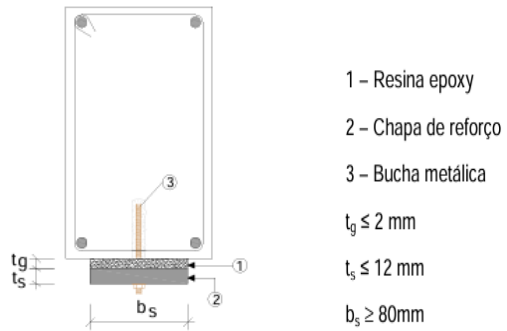


Figura 101 - Solução de colagem com resina epóxi e bucha(17).

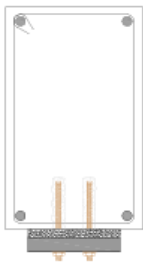


Figura 102 - Solução de reforço mais utilizada (17) .

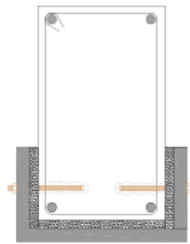


Figura 103 - solução utilizada quando a área de armadura é elevada (17).

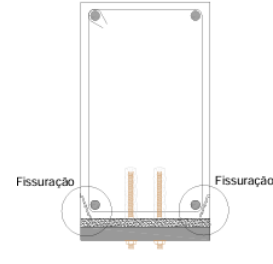


Figura 104 - Situação em que pode ocorrer fendilhação dos cantos do elemento de betão (17).

• Reforço de viga ao esforço transversal

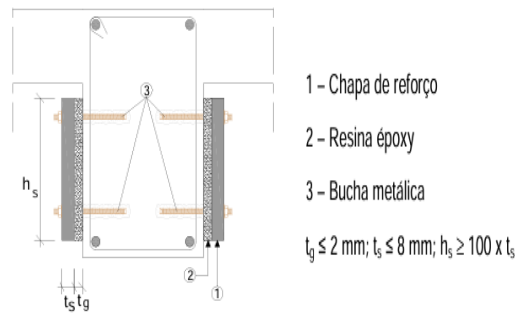
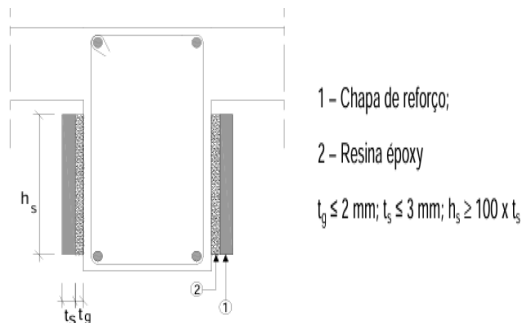


Figura 105 - Detalhamento dos elementos de reforço e disposições de armadura (17).

- 1- Cantoneiras fixas à face inferior da laje por intermedio de buchas.
- 2- Capa metálica contínua em toda a face da viga.
- 3- Chapa metálica descontínua (tiras distribuídas na face da viga).

2.8.5.8. Aplicação de pré-esforço exterior não aderente

Enquadramento

O pré-esforço exterior, exemplificada na figura 106, é uma técnica de reforço ativa de estruturas de betão armado, utilizados para introduzir um estado de tensão adicional, de forma a aliviar as tensões num determinado local da estrutura, podendo aumentá-las noutra. Pode ainda ser utilizados para reduzir deformações excessivas ou para controlar a fendilhação localizada devido a carga exteriores. Esta aplica-se geralmente para corrigir alterações do sistema estrutural, o pré-esforço exterior aplica-se, através de cabos de cordoes ou varões (20). A execução desta técnica, quer em termos de projeto (dimensionamento), como de execução, não será tão simples, sendo que para garantia de um bom resultado, requererá uma mão de obra especializada, equipamentos e materiais, que por sua vez necessitam de alta sofisticação (3).

A utilização desta técnica, é motivada por esta apresentar vantagens tais como (17):

- Possibilita atuar sobre os elementos deficientes sem ter de os descarregar;
- Gera as forças que asseguram o equilíbrio e aumenta a resistência da estrutura ao mesmo tempo que elimina as suas deformações de caráter permanente;
- Manutenção da seção existente;
- As ancoragens e desviadores podem ser facilmente inspecionados durante a construção e durante a vida útil da estrutura (19).

As desvantagens mais relevantes deste método são (17):

- Requer a utilização de mão de obra especializada;
- A utilização desta técnica tem um custo muito elevado;
- Possibilidade de gerar efeitos secundários nas zonas de ancoragem e em elementos adjacentes não reforçados, podendo ser necessário recorrer a outras medidas de reforço para solucionar problemas locais (19);
- Requer espaço para a colocação das ancoragens e desviadores (19);
- Requer a proteção de todos os cabos contra a ação do fogo e da corrosão.

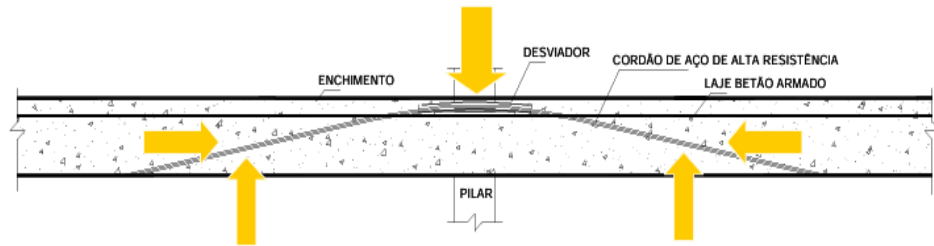


Figura 106 - Reforço de laje fungiforme em zona de ligação laje-pilar, com aplicação de pré-esforço (21).

Processo construtivo.

No caso de reforço de lajes, tem-se adotado pré-esforço externo, fixo à estrutura apenas nas ancoragens e nos pontos de desvio dos cordões. Assim, são feitos furos nas zonas dos elementos onde será feita a ancoragem dos cabos, normalmente vigas ou pilares, sendo de seguida colocado os desviadores sob a laje (recorrendo a elementos metálicos). Posteriormente procede-se à colocação dos cordões e o seu tensionamento recorrendo a macacos hidráulicos (22).

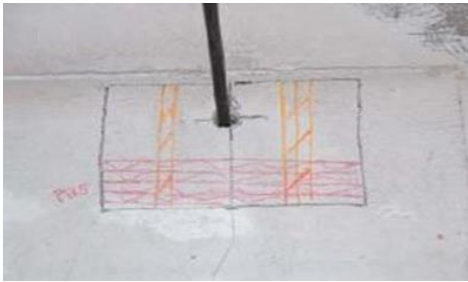


Figura 107 - Marcação do posicionamento do cordão após utilização de raios-X (22).



Figura 108 - furação do elemento existente (22).



Figura 109 - Montagem dos cordões (22).



Figura 110 - Estado final do reforço (22).



Figura 111 - Operação de tensionamento dos cabos de pré-esforço (22).



Figura 112 - Pormenor do macaco hidráulico (22).



Figura 113 - Ancoragem num pilar (22).



Figura 114 - Pormenor de uma ancoragem com proteção galvanizada (22).

Para além dos cordões de aço de alta resistência de uso corrente, existem compósitos FRP em forma de cordões ou barras, cuja utilização tem aumentado significativamente ao longo das últimas duas décadas. Uma grande desvantagem deste tipo de cordões é de que é mais difícil fazer a sua ancoragem. As cunhas tradicionais usadas para os cordões de aço não funcionam com estes materiais, esmagando-os, sendo necessária a utilização de sistemas especiais, uma vez que estes materiais apresentam um comportamento anisotrópico. Existem vários tipos, apresentando-se em cordões de vários fios, varões nervurados ou indentados e varões de secção retangular, feitos com fibras de carbono (CFRP), vidro (GFRP) e aramida (AFRP) (22).

2.8.5.9. Adição de novos elementos estruturais

Este tipo de reforço introduz alteração do sistema estrutural, com a introdução de novos pilares ou vigas onde antes não existiam (ver figuras 115 e 116), beneficiando aspetos do comportamento estrutural das lajes, tais como a flexão, a deformação e a resistência ao punçoamento (23).

Pretende-se com este tipo de reforço aumentar a capacidade resistente, melhorando a solidarização global da estrutura em particular para ações horizontais.

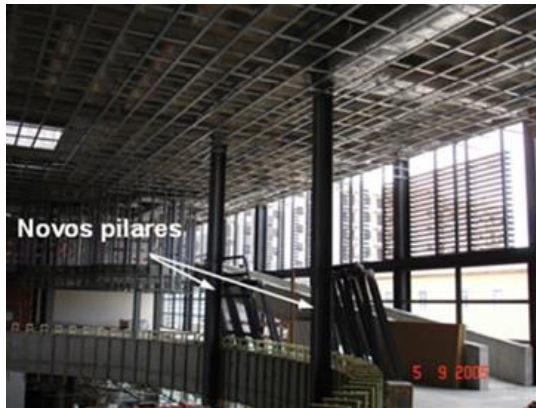


Figura 115 - Reforço por alteração do sistema estrutural com a colocação de novos pilares metálicos (23).



Figura 116 - Reforço de laje com introdução de perfis metálicos (20).

Configura-se como principais vantagens deste tipo de reforço:

- Permite uma melhoria da capacidade resistente dos elementos reforçados;
- Permite melhorar o comportamento da estrutura às ações horizontais;
- Redução dos esforços nos elementos existentes por transmissão daqueles aos novos elementos.

Desvantagens:

- Impossibilidade de manter em serviço a totalidade da estrutura a reforçar;
- Possibilidade de gerar efeitos secundários nos elementos não reforçados;
- Problemas de incompatibilidade com o projeto de arquitetura inicial.

O betão armado e os perfis metálicos configuram como os materiais mais comumente utilizados nos novos elementos estruturais, sendo as ligações entre os elementos novos e os existentes assegurado por materiais como (17):

- Betão projetado;
- Betão de cimento não retráctil ou expansivo;
- Argamassas epóxi e resinas epóxi;
- Parafusos.

A introdução de novos elementos estruturais deve ser feita sempre que possível de forma a ter o mínimo de impacto na arquitetura inicial, sendo assim estes elementos devem preencher os espaços opacos ocupados por elementos não estruturais (paredes de alvenaria de compartimentação).

Esta técnica, utilizando perfis metálicos, é muito idêntica às chapas metálicas coladas, sendo também um reforço por adição de elementos metálicos. Este método assemelha-se às chapas metálicas coladas em aspetos de fixação e ancoragens (9).

Na figura 117 encontra-se exemplificado o reforço de uma viga com adição de um perfil metálico de secção "U" nas faces laterais

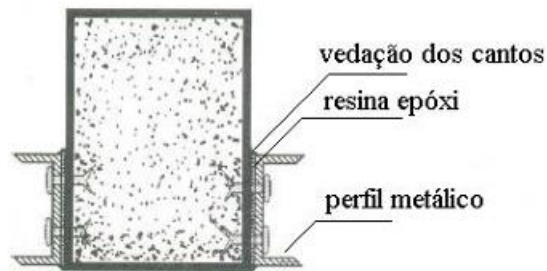


Figura 117 - Reforço de viga com perfil metálico (9).

A fase de execução desse reforço segue de modo geral as mesmas etapas do reforço com colagem de chapas metálicas. A maior dimensão do perfil é a que fica em contato com o betão. Os cantos entre as abas do perfil e a face da viga são vedados com resina epóxi, impondo estanqueidade à ligação. De referir também que este método se fundamenta com cálculos de dimensionamento precisos, realizados previamente à execução do reforço (9).

CAPTÍTULO 3

3. Diagnóstico das patologias existentes no Edifício dos Serviços Centrais do IPB

3.1. Enquadramento

Neste capítulo, será apresentado o caso de estudo desta dissertação, que envolve a avaliação e descrição das patologias existentes no Edifício dos Serviços Centrais do Instituto Politécnico de Bragança.

A decisão de intervir em uma estrutura como o objetivo de reforçá-la deve ser procedida por um adequado trabalho de investigação. Assim, neste capítulo será realizado um estudo/diagnóstico para obter uma avaliação precisa das condições e do comportamento da estrutura do edifício em estudo.

No que diz respeito à investigação do Edifício dos Serviços Centrais do IPB, este capítulo abrange os seguintes aspetos:

- Localização do edifício;
- Descrição do edifício;
- Inspeção e diagnóstico das patologias no edifício.

3.2. Localização do edifício

O Edifício dos Serviços Centrais do Instituto Politécnico de Bragança, encontra-se localizada a noroeste do campo universitário (ver figura 118). O edifício está implantado em um terreno que apresenta um declive acentuado no sentido descendente, com uma área de implantação de 1323.70 m² (24).



Figura 118 - Localização do edifício dos Serviços Centrais do IPB [google maps].

3.3. Descrição do edifício

Solução Arquitetónica

O Edifício dos Serviços Centrais do IPB foi construído no ano de 2011 com a função de servir de apoio pedagógico, está contemplada com uma área de 3027.00m². O edifício desenvolve-se em três pisos, sendo o piso 0 e o piso -1 destinados a albergar as secções de funcionamento e o piso -2 de estacionamento. A comunicação vertical entre os pisos é feita através de dois elevadores e três escadas, sendo uma interior e duas exteriores. A arquitetura do edifício apresenta uma forma composta por três grandes volumes: dois volumes laterais, que se conectam através de um volume central, pelo qual se faz a entrada principal do edifício e, através dele, a distribuição da circulação, tanto horizontal como vertical.

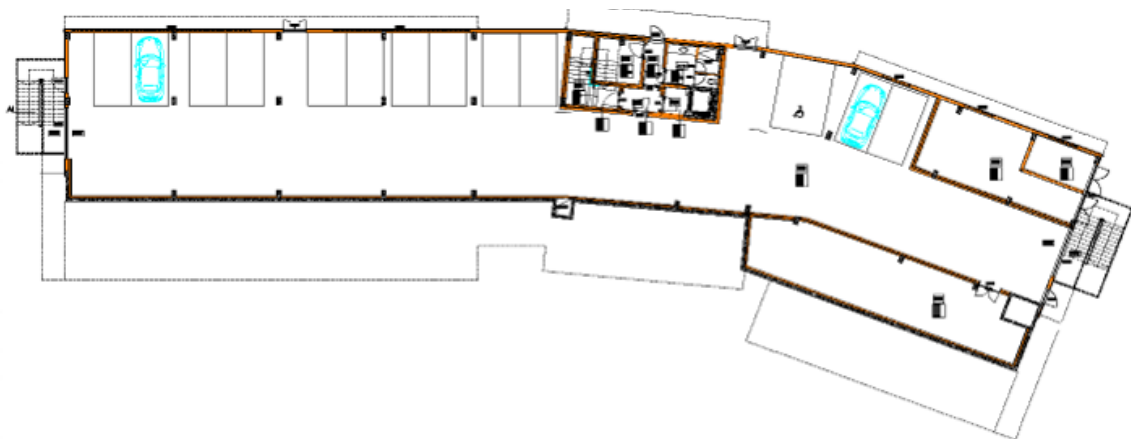


Figura 119 - Planta de arquitetura do piso -2 do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (24).



Figura 120 - Planta de arquitetura do piso -1 do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (24).



Figura 121 - Planta de arquitetura do piso 0 do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (24).

Solução Estrutural

Segundo o autor do projeto de estrutura, a solução estrutural foi condicionada por fatores de diversa índole, nomeadamente imposições de carácter arquitetónico e fatores de natureza económica. A conjugação desses fatores levou a consideração de uma solução estrutural baseada em (25):

Superestrutura

Estrutura é composta por lajes fungiformes de betão armado, apoiadas em pilares e paredes também de betão armado. Faz ainda parte da estrutura um muro de suporte na zona semienterrada do edifício;

Fundações

As cargas provenientes da superestrutura são transmitidas ao terreno de fundação por intermédio de fundações diretas, constituídas por sapatas isoladas e sapatas contínuas. As

sapatas estão ligadas por vigas de fundação, de modo a minimizar os assentamentos diferenciais e absorver os momentos gerados pelas ações horizontais ou pelas excentricidades das cargas e das próprias sapatas.

3.4. Inspeção e diagnóstico de patologias no Edifício dos Serviços Centrais do IPB

A reabilitação ou reforço de uma estrutura é procedida por uma inspeção rigorosa, na qual se identificam problemas existentes ou potenciais anomalias. Estas inspeções podem variar desde inspeções visuais até ensaios in situ ou em laboratório (26).

Sendo a visão a principal fonte de informação sensorial, o exame visual constitui o método mais comum durante a inspeção das estruturas (26). A inspeção realizada no edifício foi feita por meio de exame visual, com o objetivo de obter o máximo de informações durante as visitas ao edifício, recorrendo também a meios auxiliares de avaliação in situ.



a) - Régua de fissuras.



b) - Fita métrica.



c) - Nível a laser.

Figura 122 - Meios auxiliares de avaliação in situ utilizados na inspeção do edifício.

Na inspeção realizada no edifício, foi observado pelo autor um número aproximado de 130 fissuras nas paredes de alvenaria, sendo a maior parte delas, aproximadamente 115, observadas nos pisos -1 e piso 0, as localizações dessas patologias foram registadas em mapas conforme as figuras 123 e figura 124, (ver Anexo I).



Figura 123- Mapa de patologias Piso -1.



Figura 124-Mapa de patologias Piso 0.

De seguida será apresentado um levantamento fotográfico das patologias observadas no edifício, com foco nas anomalias mais relevantes observadas e no possível diagnóstico para as mesmas.

A apresentação das patologias existentes no edifício será feita do exterior para o interior, e, tendo em consideração o elevado número de anomalias registadas, serão expostas as patologias que seguem os padrões mais comuns observados durante a inspeção.

3.5. Fissuras

Patologia	Localização
<ul style="list-style-type: none"> • Descasque; • Empolamento; • Descoloração. 	Fachada Noroeste

Registo fotográfico



Descrição	Diagnóstico
<ul style="list-style-type: none"> • Descasque com delaminação do revestimento do isolamento térmico. • Empolamento da camada de revestimento e isolamento térmico. • Presença de manchas escuras e descoloração da pintura. 	As principais causas que podem ter desencadeado estas anomalias relacionam-se com a insuficiência de aderência entre o isolamento térmico e a camada de revestimento, a ação mecânica do vento e da chuva, a infiltração de água de precipitação entre a parede e o revestimento, ação térmica.

Patologia	Localização
Fissura	Fachada Noroeste e nordeste

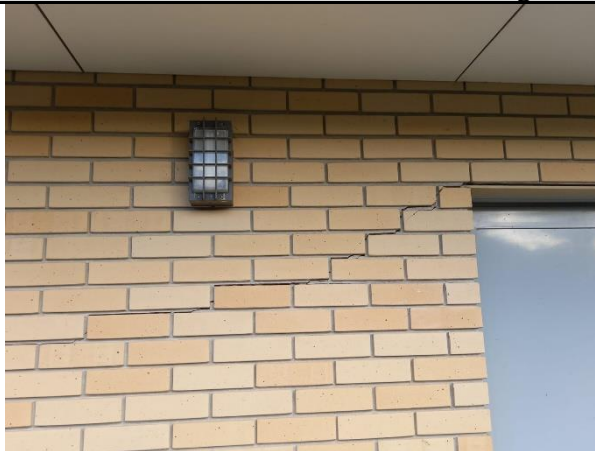
Registo fotográfico



Descrição	Diagnóstico
Fissura com desenvolvimento longitudinal entre a laje de betão armado e a camada de regularização do pavimento, com presença de mancha de coloração acastanhada na zona da fissura, sobressaliência da camada de regularização relativamente a laje de betão armado nas duas escadas laterais do edifício.	Esta anomalia pode estar associada a uma insuficiência de aderência na interface entre as duas camadas (Laje e camada de regularização) induzido pela deformação da laje, agravado pela infiltração de águas provenientes das chuvas e corrosão das armaduras da laje.

Patologia	Localização
Macrofissura / Fissura	Fachada norte

Registo fotográfico



Descrição	Diagnóstico
Macrofissuração dos elementos de revestimento (plaquetas) ao nível das juntas, da parede da fachada do piso -2, com uma inclinação de 45° partindo do canto superior do vão. Fissura de desenvolvimento vertical na zona da junta da porta e a parede.	A causa por detrás desta anomalia pode estar associada a assentamentos diferenciais das fundações,

Patologia	Localização
Degradação do isolamento térmico por erosão	Fachada Nordeste
Registo fotográfico	


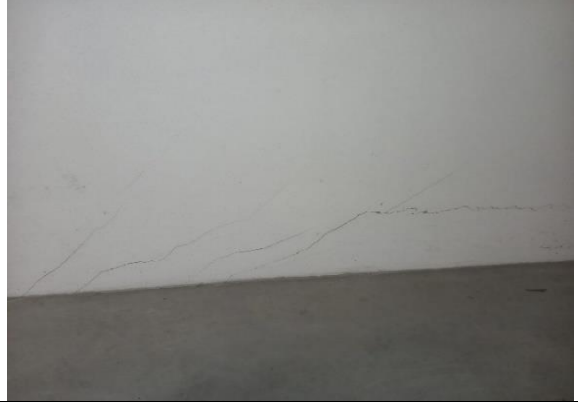




Descrição	Diagnóstico
Desprendimento do isolamento térmico na esquina da fachada do piso -1, com exposição da alvenaria da fachada.	Esta anomalia poderá estar associada a uma ação mecânica de caráter pontual, nomeadamente choque de um objeto.



Patologia	Localização
Fissura	Piso -2
Registo fotográfico	





Descrição	Diagnóstico
Fissura em parede de alvenaria de blocos, de desenvolvimento horizontal junto ao vão da janela, a fissura apresenta indícios de uma tentativa de selagem com estuque.	Esta anomalia esta associada instalação de tensões internas na alvenaria, decorrentes da deformação do piso térreo

Patologia	Localização
Fissura	Piso -2
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
Fissura na parte inferior da parede de alvenaria de blocos junto ao pavimento, a 45°, apresenta maior extensão na parte mais inferior, não sendo possível determinar se a sua profundidade se estende para além do reboco.	Anomalia associado a assentamento diferencial do piso térreo.

Patologia	Localização
Fissura	Piso -2
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
Fissura com desenvolvimento horizontal na parte superior da alvenaria junto a laje, apresenta pequenas zonas de esmagamento da argamassa do reboco. Fissura de desenvolvimento horizontal na parede de alvenaria entre uma porta e uma janela, apresenta uma regular.	Esta anomalia esta associada instalação de tensões internas na alvenaria, decorrentes da deformação excessiva da laje do piso -1.

Patologia	Localização
Descasque	Piso -2
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
Descasque da camada de argamassa do revestimento na zona da base do pilar, com exposição de face do elemento de betão armado.	Esta anomalia pode estar associada com uma insuficiência pontual de aderência da argamassa de revestimento face a solicitações mecânicas induzidas pelo movimento estrutural/deformações.

Patologia	Localização
Deformação	Piso -1, gabinete do economato
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
Deformação da caixilharia de vidro e alumínio, na direção perpendicular a mesma.	A principal causa desta anomalia resulta da força exercida pela parede lateral, devido a sua rotação, provocada pela deformação excessiva da laje, comprimindo o elemento causando a curvatura do vão.

Patologia	Localização
Macrofissura	Piso -1, zona de arquivos (secretaria académica)

Registo fotográfico





Descrição	Diagnóstico
Macrofissura de desenvolvimento horizontal de aproximadamente 12m de extensão e espessura de 3cm, na zona de ligação entre a parede de alvenaria e a laje, destacamento de placas do reboco.	Esta anomalia esta associada a deformação da laje do piso -1, com o agravar da sobrecarga do papel armazenado nesta sona.

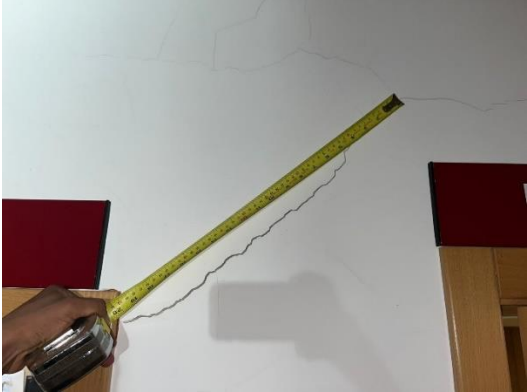

Patologia	Localização
Macrofissura	Piso -1



Registo fotográfico







Descrição	Diagnóstico
Macrofissura na zona de ligação entre paredes e parede e laje com movimento relativo em três direções, com desenvolvimento horizontal de aproximadamente 12m e na vertical de 3 m com espessura máxima de 4cm, destacamento de placas do reboco.	Esta anomalia esta associada a deformação da laje do piso -1, com o agravar da sobrecarga do papel armazenado nesta sona.

Patologia	Localização
Fissura	Piso -1, zona de circulação
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
Fissura em parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento horizontal, espessura variável, atravessando a parede fazendo-se notar em ambas as faces da parede.	A principal causa desta anomalia relaciona-se com o esforço de tração instalado na parede, devido a deformação sofrido pela laje do piso -1.

Patologia	Localização
Fissura	Piso -1
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
<p>Macrofissura em parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento a 45°, variando a sua espessura com maior abertura junto ou canto superior do vão de uma porta.</p> <p>Fissura na zona inferior da parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento a 45°, com aumento progressivo da sua espessura da zona inferior para a zona superior da parede.</p>	A principal causa desta anomalia relaciona-se com o esforço de tração instalado na parede de alvenaria com abertura, devido a deformação diferencial sofrido pela laje do piso -1.

Patologia	Localização
Fissura	Piso -1, zona de circulação
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
<p>Dupla fissura na zona de ligação entre a parede de alvenaria de blocos e o pilar de betão armado, com desenvolvimento vertical ao longo de toda a extensão visível (3.0m) do elemento, em ambas as faces da parede com espessura constante.</p> <p>Fissura de desenvolvimento vertical ao longo de toda a altura da parede (3.0m)</p>	<p>A principal causa desta anomalia relaciona-se com o esforço de tração instalado na parede, devido a deformação sofrido pela laje do piso -2.</p>

Patologia	Localização
Fissura	Piso 0
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
<p>Fissura na zona de ligação entre em parede de alvenaria de blocos e o pilar de betão armado, com desenvolvimento vertical ao longo de toda a extensão visível (3.0m), apresenta uma maior espessura na zona do topo da parede.</p>	<p>A principal causa desta anomalia relaciona-se com o esforço de tração instalado na parede, devido a deformação sofrido pela laje do piso -1.</p>

Patologia	Localização
Macrofissura	Piso 0
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
<p>Macrofissura na parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento horizontal e uma extensão de 1 cm, atravessando toda a alvenaria. Constatou-se que foram realizados trabalhos de fechamento da fissura com material de estuque, tendo a fissura voltado a aumentar a sua espessura. Macrofissura na parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento horizontal e uma extensão de 5 mm, atravessando totalmente a alvenaria.</p>	<p>A principal causa desta anomalia relaciona-se com o esforço de tração instalado na parede, devido a deformação sofrido pela laje do piso -1.</p>

Patologia	Localização
Macrofissura	Piso 0, zona de circulação
Registo fotográfico	
	

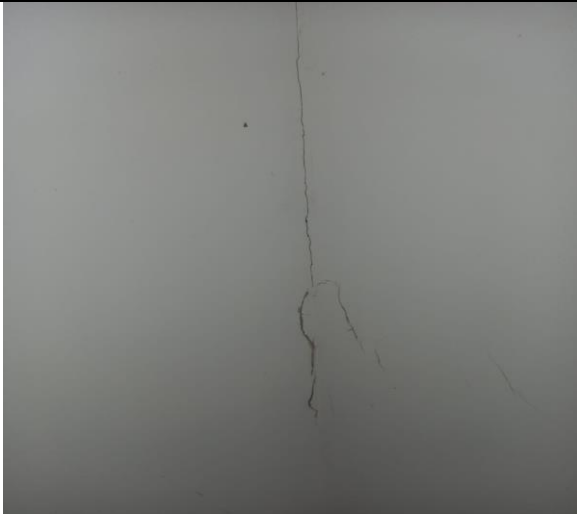

Descrição	Diagnóstico
Fissura na parte inferior da parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento horizontal, com uma extensão de aproximadamente 1,5 cm, atravessando totalmente a alvenaria. Deformação do piso na zona do vão da porta, com uma variação de valor aproximado de 1,5 cm.	A principal causa desta anomalia está relacionada com o esforço de tração na parede, devido à deformação sofrida pela laje do piso -1.

Patologia	Localização
Fissura	Piso 0, zona de circulação

Registo fotográfico



Descrição	Diagnóstico
Fissura na parte inferior da parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento horizontal, comprimento de 2.4m e extensão de 2mm. Fissura na parte superior da parede de alvenaria de blocos, com desenvolvimento horizontal, com maior extensão próximo ao vão da porta.	A principal causa desta anomalia relaciona-se com o esforço de tração instalado na parede, devido a deformação sofrido pela laje do piso -1.

Patologia	Localização
Fissura	Escadas
Registo fotográfico	
	
Descrição	Diagnóstico
<p>Fissura na zona de ligação entre duas paredes de alvenaria, com desenvolvimento vertical e extensão constante.</p> <p>Múltiplas fissuras na parede de alvenaria, na zona junto ao pavimento do teto do piso -1, com desenvolvimento a 45°.</p>	<p>As causas possíveis geradoras destas anomalias, podem estar associados a assentamentos diferenciais das fundações da zona das escadas e pela deformação da laje do piso -1.</p>

Outras Considerações

A inspeção visual das patologias no edifício, permitiu identificar as zonas com maior concentração de fissuras, nomeadamente as paredes divisórias de alvenaria na zona de circulação, onde se observou que, a maior parte das vezes, as fissuras encontravam-se dispostas horizontalmente. Para além deste padrão, de fissuras observou-se nas zonas de ligação entre as paredes de alvenaria e os pilares centrais do edifício, fissuras com desenvolvimento vertical ao longo de toda a zona de ligação dos elementos. Outra observação feita foi que as microfissuras com maior extensão estão localizadas nas zonas dos arquivos dos piso -1 e 0.

No que se refere à laje do piso -1, não se observou a formação de fissuras que o autor possa considerar relevantes no diagnóstico das patologias do edifício. A existência de tetos falsos nos pisos -1 e 0 impossibilitou a inspeção das respetivas lajes, pelo mesmo motivo, não foi possível medir as deformações observadas no pavimento do piso 0.

Com o auxílio do nível laser, foi verificada a verticalidade dos pilares isolados, tendo-se constatado que estes não apresentavam variações na sua verticalidade nem quaisquer outras anomalias.

3.6. Deformação da laje

Durante a inspeção visual realizada no edifício, foram identificadas deformações nas lajes dos pisos -1 e 0. Para determinar as deformações na laje do piso -1, realizaram-se medições onde obteve-se para vãos de aproximadamente 6 metros, deformações na ordem de 1.4 centímetros (valor mínimo) e de 3.2 centímetros (valor máximo). As deformações medidas na laje do piso -1 encontram-se no (ANEXO II).

3.7. Recolha de informações

A recolha de informação verbal relativamente à fase de construção do edifício, foi igualmente importante no processo de diagnóstico das patologias observadas na inspeção visual realizada. Para obter informações sobre a fase de construção do edifício, realizou-se uma entrevista ao responsável pela fiscalização da obra, que segundo o mesmo a construção do edifício foi realizada respeitando o especificado no projeto estrutural e as boas praticas construtivas. não foram registados durante a fase de construção, quaisquer situações de não conformidade que pudessem ter originado as patologias observadas no edifício. Da entrevista realizada foi possível obter registos fotográficos (ver anexo III) da fase de construção do edifício e dos valores dos ensaios de compressão realizados no betão utilizado na estrutura, que, aos sete dias apresentava um valor medio de tensão de rotura de 22 Mpa (ver anexo IV). Com estas informações recolhidas, foi de certa forma descartada a possibilidade de as patologias existentes no edifício terem tido origem em erros na fase de execução ou da utilização de um betão com classe de resistência a compressão inferior ao especificado no projeto de estruturas.

CAPTÍTULO 4

4. Modelação e análise da estrutura do Edifício dos Serviços Centrais do IPB

4.1. Enquadramento

Na sequência da investigação, das causas das patologias descritas no capítulo anterior, pretende-se, neste capítulo, realizar uma análise do modelo estrutural do edifício, com o foco nas deformações observadas nas lajes. Esta análise inclui um estudo comparativo entre a regulamentação portuguesa (RSA e REBAP), considerados no dimensionamento estrutural do edifício, e a nova regulamentação europeia, o Eurocódigo (EC2).

4.2. Descrição do edifício

Dando continuidade à descrição dos elementos estruturais, que constituem a estrutura do edifício, será feita com base nos elementos disponíveis (memoria descritiva e projeto estrutural), uma descrição mais detalhada da geometria dos elementos estruturais, das características dos materiais, e das ações consideradas no projeto.

Ações

As solicitações consideradas no projeto estrutural, foram agrupadas de acordo com o seu grau de permanência na estrutura ao longo da sua vida útil. Para a sua quantificação, o autor do projeto recorreu às informações das tabelas técnicas, assim como o processo de cálculo descrito no RSA.

Tabela 4 - Valor das ações permanentes consideradas no cálculo da estrutura (25).

Ações permanentes	Valor das ações
Peso específico do betão armado	25,00kN/m ²
Revestimentos cerâmicos	0,30kN/m ²
Enchimentos	1,00kN/m ²
Paredes de alvenaria	1,70kN/m ²

Ações variáveis:

Tabela 5 - Valor das ações variáveis consideradas no cálculo da estrutura (25).

Sobrecarga de utilização	Valor das ações
Compartimento de caráter coletivo	3,00kN/m ²
Cobertura	0,30kN/m ²
Zonas de circulação e escadas	5,00kN/m ²

- Ação sísmica

A ação sísmica foi abordada com base numa análise dinâmica tridimensional. Os espectros de resposta que serviram de base à modelação da ação sísmica encontram-se representados no anexo III do RSA.

Tabela 6 - Ação sísmica considerados no dimensionamento da estrutura (25).

Fatores que dependem o espectro resposta
Sismicidade da zona -Zona D
Tipo de terreno- Terreno tipo II
Tipo de sismo- Função dos valores da magnitude e distancia focal
Coefficiente de amortecimento-($\xi=5\%$, para o betão armado)
Edifício de ductilidade melhora, estrutura em pórtico ($\eta=3,5$)

- Ação do vento

A quantificação da ação do vento na estrutura foi feita segundo o disposto nos artigos 20 a 25 do RSA (25).

- Ação da neve

A quantificação da ação da neve na estrutura do edifício foi feita segundo o artigo 26 do RSA, considerando a ação da neve $W_k=1.7\text{kN/m}^2$ (25)

Combinação de ações

A combinação de ações foi feita segundo o descrito no artigo 9 do RSA. As combinações de ações consideradas no projeto estrutural contabilizam o efeito das ações de natureza gravíticas (cargas permanentes, sobrecarga de utilização e neve) e das ações dinâmicas dos sismos e do vento.

Materiais

O dimensionamento da estrutura foi efetuado considerando à utilização em obra de um betão que satisfaz os requisitos estabelecidos na norma NP EN 206-01, com classe C25/30 e aço de classe A500NR.

Valores regulamentares considerados no processo de dimensionamento (Artigo 12 a20 do REBAP).

Tabela 7 - Propriedades do betão (25).

Propriedades do Betão C25/30	
Valor característico mínimo da tensão de rotura por compressão	$f_{ck} = 25MPa$
Valor de cálculo da tensão de rotura por compressão	$f_{cd} = 16.7MPa$
Valor médio da tensão de rotura por tração simples	$f_{ctm} = 2.5MPa$
Valor médio do módulo de elasticidade aos 28 dias de idade	$E_{c,28} = 30.5GPa$
Valor do módulo de elasticidade (deformação rápida- ação sísmica)	$E = 1.25 \times E_{c,28}$ $= 38.125GPa$
Valor do coeficiente de Poisson em fase não fendilhada	$\nu = 0.20$
Valor do coeficiente de Poisson em fase fendilhada	$\nu = 0$

Tabela 8 - Propriedades do Aço(25).

Propriedades do Aço A500NR	
Valor característico mínimo da tensão de rotura à tração simples	$f_{suk} = 575MPa$
Valor característico da tensão de cedência à tração simples	$f_{syk} = 500MPa$
Valor de cálculo da tensão de cedência à tração simples	$f_{syd} = 435MPa$
Valor do módulo de elasticidade	$E = 200GPa$

Verificação da segurança

De acordo com autor do projeto de estruturas, a verificação de segurança obedeceu às imposições gerais estabelecidas no RSA, respeitando paralelamente as condições dispostos no REBAP. A verificação da segurança (ELU) foi realizada através da comparação entre os esforços de cálculo resistentes e os esforços de cálculo atuantes ($S_d \leq R_d$). Para a verificação dos estados limites de utilização (ELS), limitou-se a flecha a longo prazo a $L/400$ do vão e a abertura de fendas a 0.4mm para o betão armado.

Regulamentação e normas

Os regulamentos que guiaram o processo de dimensionamento da estrutura do edifício, segundo o autor foram as seguintes(25):

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);

- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçados (REBAP);
- Norma NP ENV 206-1;
- Tabelas Técnicas.

4.3. Modelo estrutural

A modelação da estrutura do edifício, foi realizada utilizando o software de cálculo automático CypeCad, após uma análise inicial dos elementos disponíveis (projeto e arquitetura, projeto de estrutura e respetivas memórias descritivas), e a sua comparação com o existente no edifício. Procurou reproduzir de forma o mais fiel possível a estrutura existente do edifício, com o objetivo de obter o comportamento o mais próximo da realidade. A modelação da estrutura teve como principal foco, analisar as deformações observadas nas lajes dos pisos -1 e piso 0.

Descrição dos elementos estruturais.

As cargas da estrutura são transmitidas ao solo de fundação através sapatas isoladas, que, por sua vez, estão interligadas por vigas de equilíbrio.

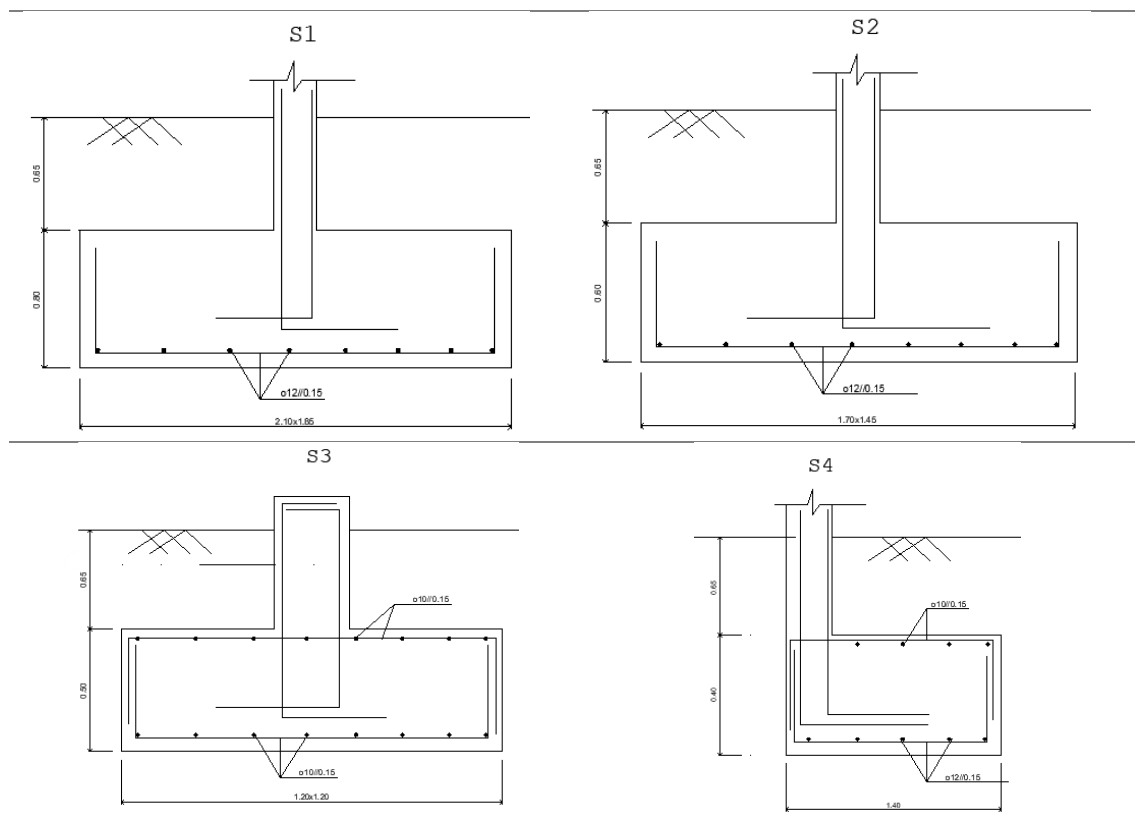


Figura 125 - Sapatas da estrutura do Edifício dos Serviços Centrais do IPB (25)

Os elementos de suporte verticais da estrutura, pilares e paredes resistentes das caixas de elevadores, fazem a transmissão das cargas dos pisos aos elementos de fundação.

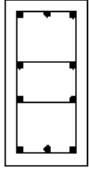
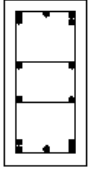
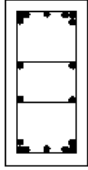
TROÇO	P1	P2	P3
FUNDA.	0.25x0.50  6Ø16+4Ø12	0.25x0.50  10Ø16+4Ø12	0.25x0.50  14Ø16+4Ø12
COBERTURA	cintas Ø8//0.14	cintas Ø8//0.14	cintas Ø8//0.14

Figura 126-Quadro de pilares da estrutura do edifício (25)

Relativamente às lajes dos pisos, a estrutura é composta por lajes fungiformes maciças com 24 cm de altura e respetivas armaduras de acordo com os esforços determinados a partir da combinação das ações anteriormente mencionadas.

4.4. Modelação estrutural

A modelação da estrutura do edifício, como já referido foi feito realizado utilizando o software CypeCad. Numa primeira fase foram modelados os elementos estruturais de acordo com a estrutura original conforme ilustrado nas figuras 127 e 128. Em seguida procederam-se à introdução das ações consideradas no projeto estrutural. Findado estas fases iniciais fez-se o cálculo da estrutura e posterior edição de eventuais erros e das armaduras geradas no cálculo realizado pelo programa.

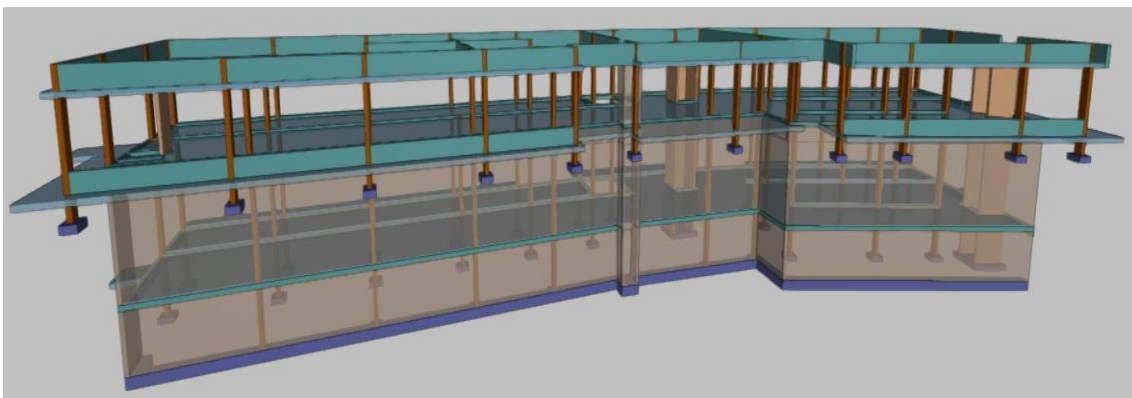


Figura 127 - Vista sul do modelo estrutural do edifício.

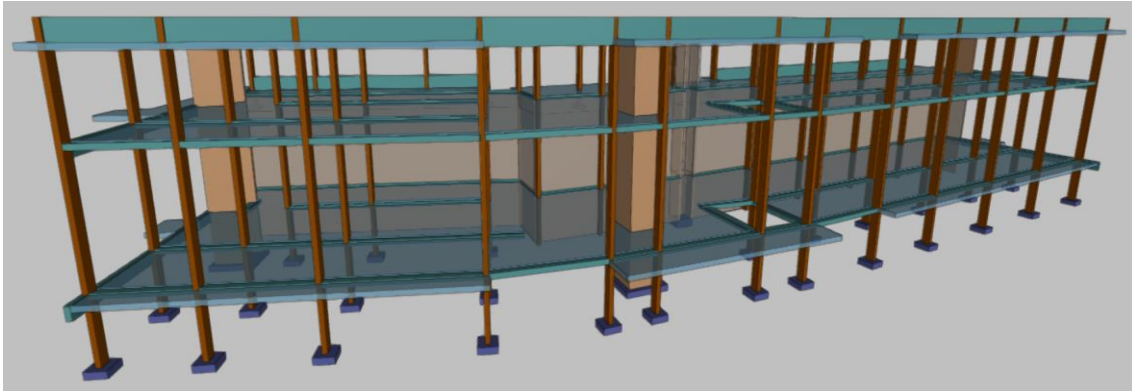


Figura 128 - Vista norte do modelo estrutural do edifício.

4.5. Análise dos resultados segundo o RBAPE

Nas Figuras 129 e 130, apresentam-se os deslocamentos das lajes dos pisos -1 e 0, respetivamente, para a combinação quase-permanente de ações. Na Figura 129, que corresponde a laje do piso -1, é possível verificar que os maiores deslocamentos ocorrem na zona central entre os pilares, com valores entre 3.6 mm a 6.1 mm para um vão de 5.85 metros, as flechas máximas medidas na laje encontram-se abaixo do limite da flecha máxima para a combinação quase permanente de ações ($L/400$) estabelecida no REBAP.

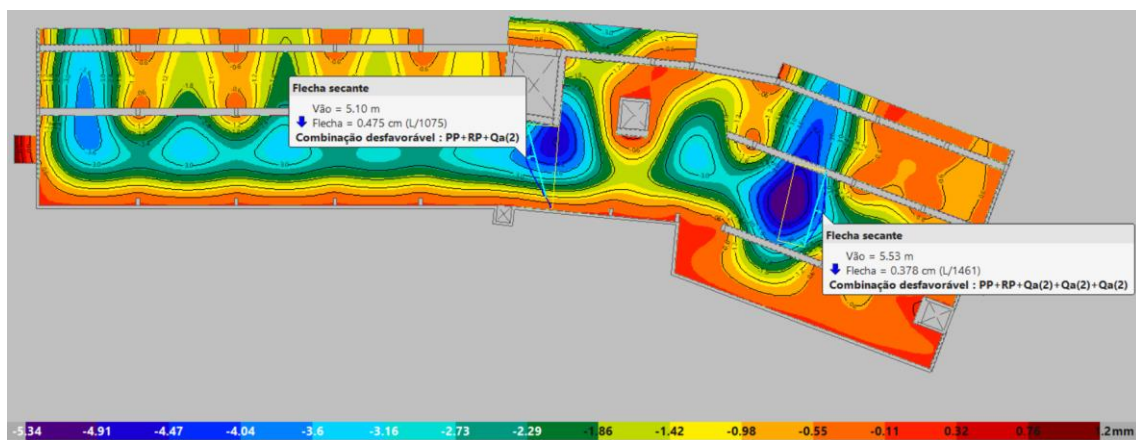


Figura 129- Deformada da laje do piso -1 (REBAP).

Da análise realizada à laje do piso 0, pode-se constatar, através da Figura 130 que esta apresenta deslocamento na ordem dos 3.0 mm a 6.0 mm, que corresponde aos maiores valores do deslocamento na zona central da laje. Para um vão de 5.85 metros, os valores das flechas máximas observadas na laje encontram-se abaixo do limite da flecha máxima para a combinação quase permanente de ações ($L/400$) estabelecida no REBAP.

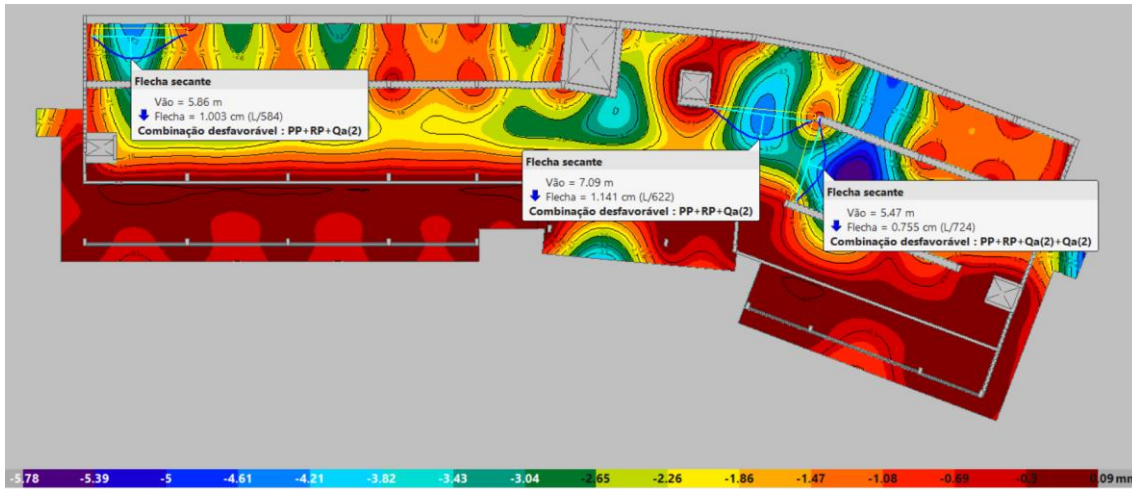


Figura 130 - Deformada da laje do piso 0 (REBAP).

Para os vãos das lajes do piso -2 e piso -1 o valor máximo regulamentar admissível para a flecha a longo prazo esperado seria a seguinte:

$$\frac{L}{400} = \frac{5.85}{400} = 14.625mm$$

Em ambos os valores obtidos no CypeCad são inferiores ao valor máximo admissível da flecha regulamentar.

No que diz respeito à laje da cobertura do edifício, constata-se uma zona onde apresenta maior valor de deslocamento, de 5.35 mm. Nessa mesma zona da laje, para a compatibilizar o projeto de arquitetura com o de estruturas, suprimiu-se um tramo do pilar, permitindo vencer um vão de 10.35 metros. Para aumentar a rigidez dessa zona foram introduzidas duas vigas.

Para os vãos das lajes do piso 0, o valor máximo regulamentar admissível para a flecha a longo prazo esperado seria a seguinte:

$$\frac{L}{400} = \frac{10.35}{400} = 25.88mm$$

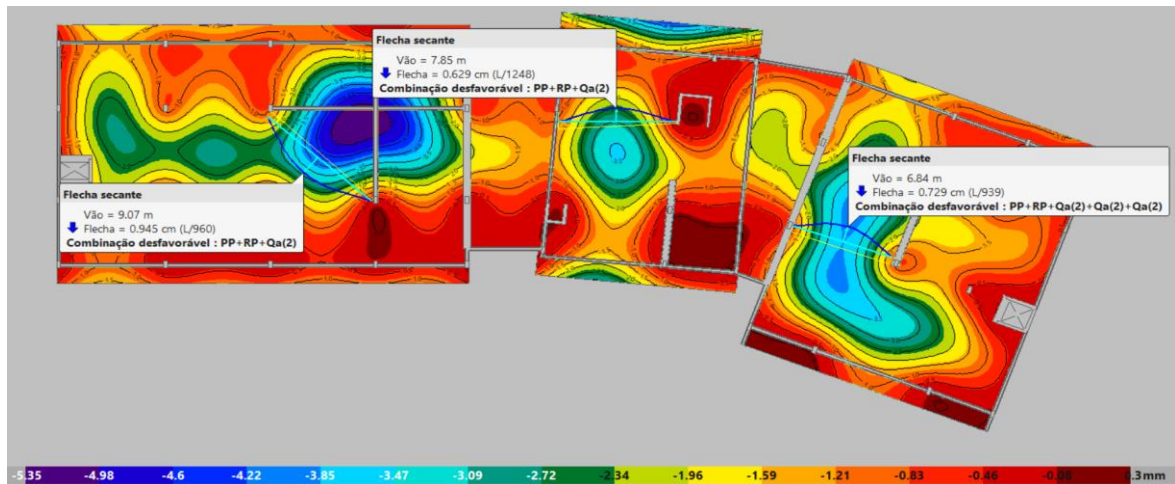


Figura 131-Deformada da laje da cobertura (REBAP).

4.6. Segundo os Eurocódigos

Na análise efetuada nas lajes do edifício em estudo, teve por base o regulamento referido no projeto de estrutura do edifício (REBAP), que para o estado limite de utilização impõe os limites regulamentares para o controlo da flecha a longo prazo e a abertura de fendas para o betão armado.

Com o passar dos anos o REBAP passou a ser substituído pelos Eurocódigos, sendo atualmente as estruturas concebidas segundo o disposto nos Eurocódigos. Com o objetivo de estabelecer uma comparação entre as duas normas, no que se refere ao estado limite de utilização (ELS) faz-se uma explanação do disposto no EC2-Projetos de estruturas de betão, Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios.

Estados limites de utilização segundo o Eurocódigos

Segundo o EC2, os Estados Limites de Utilização estão associados a danos que comprometem apenas o funcionamento da estrutura, uma vez ultrapassada os limites regulamentares, a estrutura poderá continuar em serviço, com tudo a estrutura estar sujeito a danos que comprometem o seu aspeto, durabilidade e funcionalidade.

O EC2 na sua secção 7 estabelece os seguintes estados limites de utilização as estruturas de betão armado (27):

Limitação das tensões

Os valores das tensões de compressão no betão devem ser limitados de modo a evitar a formação de fendas ou níveis de fluência elevadas. Quando os níveis de tensões, excede um

valor crítico, podem formar-se fendas longitudinais que poderá resultar uma redução da durabilidade.

Em função do ambiente de exposição e da combinação de ações, a limitação da tensão de compressão do betão torna-se apropriado a um valor segundo a expressão (2) e (3) descritos em 7.2 do EC2.

Do mesmo modo as tensões de tração nas armaduras devem ser limitadas de modo a evitar deformações não elásticas e níveis de fendilhação e deformação inaceitáveis. Para tal as tensões nas armaduras devem ser limitadas segundo o descrito no ponto (5) secção 7.2-EC2.

Controlo de fendilhação

Não obstante a fendilhação ser um fenómeno normal em estruturas de betão armado sujeito a esforços de diferente natureza, ela deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento, a durabilidade e nem o aspeto da estrutura.

Segundo o ponto (5) da secção 7.3.1 do EC2 deve-se definir valores limites w_{max} para a largura de fendas tendo em conta a função e a natureza da estrutura e os custos associados às medidas necessárias à limitação da fendilhação. Os valores limites de largura de fendas w_{max} encontram-se definidos no Quadro 7.1N da mesma secção.

Segundo o EC2 pode-se efetuar o controlo da fendilhação sem cálculo direto no caso de lajes de edifícios, solicitados à flexão sem tração axial significativo, não sendo necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje for não superior a 200mm e se tenha respeitado o disposto na secção 9.3.

O controlo de fendilhação poderá ser efetuada através de um método de verificação direta, que consiste em limitar o diâmetro máximo dos varões Quadro 7.2N ou o espaçamento máximo dos varões Quadro 7.3N.

Para além do supracitado o controlo de fendilhação poderá ser feita calculando a largura de fendas a secção 7.3.4 do EC2 apresenta a expressão para o cálculo da largura de fendas.

Controlo de deformação

O EC2 na sua secção 7.4 estabelece valores limites para as deformações tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e a função da estrutura. Para que as condições de utilização não sejam alteradas, limita-se a flecha de vigas, lajes ou consolas

sujeitas a ações quase-permanentes á valores inferiores a vão/250. Para as flechas que ocorrem depois da construção (deformação instantânea) que possam danificar elementos adjacentes à estrutura, estas devem ser limitas á valores inferiores a vão/500 para as ações quase-permanentes.

O cálculo da flecha poderá ser dispensado se se cumprir os limites vão/altura disposto na seção 7.4.2, que considera que uma vez respeitada este limite admite-se que a flecha não ira exceder os limites anteriormente referidos. Caso considere necessário efetuara verificação da flecha por meio de calculo a seção 7.4.3 estabelece as regras e os princípios para tal.

4.7. Análise dos resultados segundo o Eurocódigos

Do mesmo modo foi feita uma análise do comportamento da estrutura do edifício, considerando o seu dimensionamento segundo os Eurocódigos. A análise feita teve como foco a verificação o ELS, controlo das deformações. Tendo resultado segundo representado nas figuras 132, figura 133 e figura 134 respetivamente das lajes do pisos -2, -1 e 0.

No teto do piso -1, nos pontos da laje onde verificou-se as maiores deformações, os valores das flechas nesses pontos, (ver figura 134) estão muito próximos do limite regulamentares, mas ainda assim abaixo dos mencionados na secção 7.4 do EC2. O mesmo senário repete-se para as lajes dos pisos 0 e da cobertura.

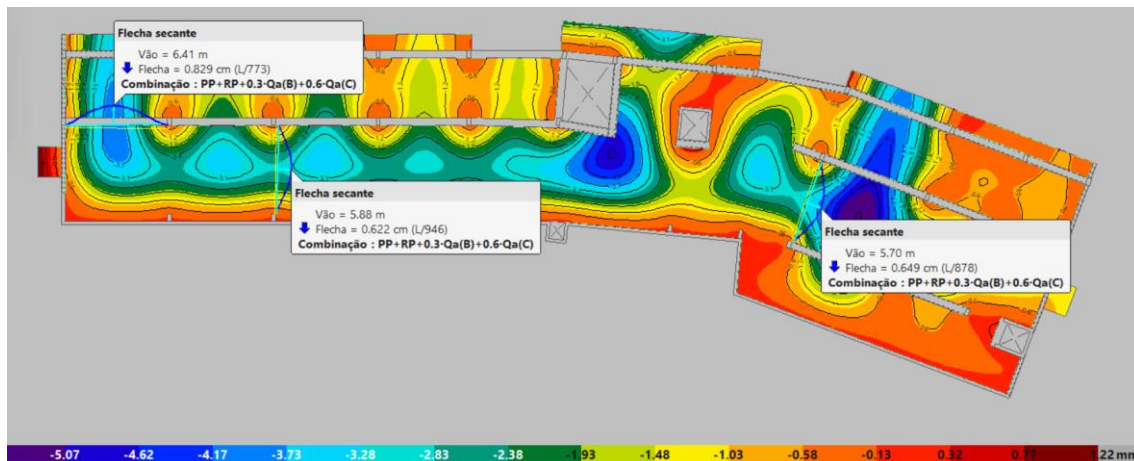


Figura 132-Deformada da laje do piso -1 (Eurocódigos).

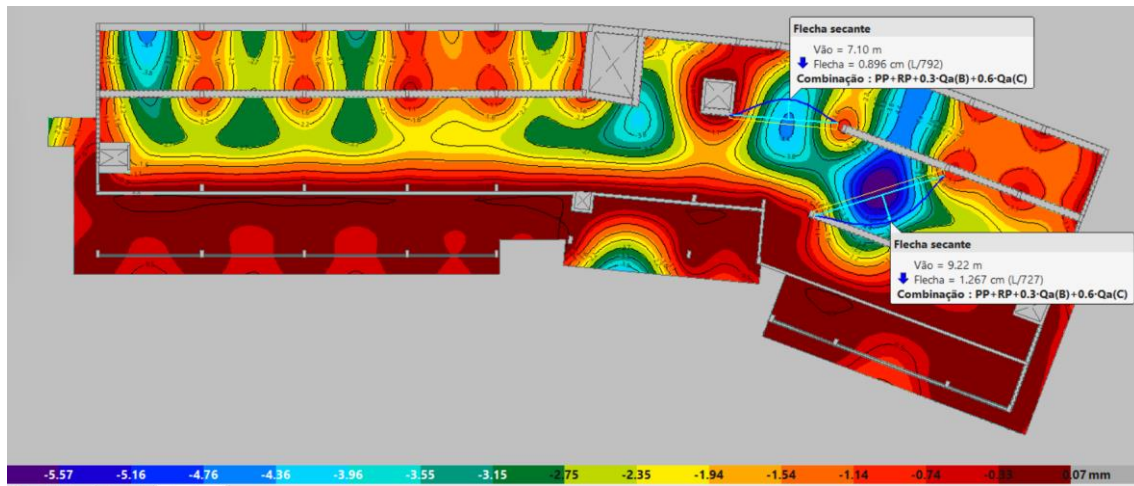


Figura 133-Deformada da laje do piso 0 (Eurocódigos).

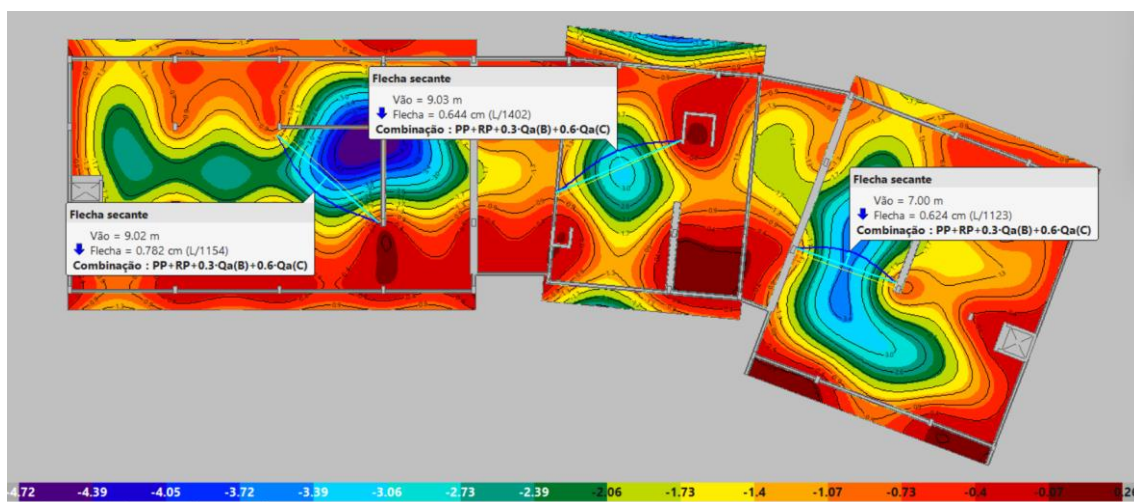


Figura 134-Deformada da laje da cobertura (Eurocódigos).

4.8. Diagnostico de patologias

A modelação da estrutura do edifício, teve como principal objetivo, servir como um elemento complementar no diagnóstico das patologias expostas no capítulo 3 deste trabalho. Nas análises realizadas segundo os regulamentos (Eurocódigos e REBAP), as lajes dos pisos apresenta valores de deformação aceitáveis de acordo com os regulamentos mencionados, divergindo de forma considerável dos valores das deformações reais medidas na laje do piso -1. No que se refere às lajes dos pisos 0 e da cobertura, a impossibilidade de realizar medições das deformações nas lajes não permite realizar uma comparação entre os valores obtidos através do software CypeCad.

O diagnóstico de patologia em edifícios é, muitas vezes complexa de se determinar. Nos capítulos 3 e 4, procurou-se reunir e expor todas as informações que levassem à compreensão

das causas das anomalias observadas no edifício. Da inspeção visual realizada no edifício pode-se concluir que a causa das fissuras nos elementos de alvenaria esta diretamente relacionada a deformação excessiva da laje nos pisos -1 e 0. Após essa conclusão, o próximo passo seria diagnosticar a(s) causa(s) que motivaram essas deformações. Por fim, pode-se concluir que a carga das paredes divisórias (com 4 metros) na zona de circulação dos pisos -1 e 0, agravou o efeito de fluência do betão, causando a deformação excessiva das lajes e, conseqüentemente, o aparecimento das fissuras nos elementos de alvenaria do edifício.

Capítulo 5

5. Solução de reforço para a laje do edifício

5.1. Enquadramento

Após o diagnóstico das patologias realizado nos capítulos 3 e 4, este capítulo apresenta uma solução de reforço para a laje do piso -1 do edifício. O objetivo é aumentar a rigidez das zonas com maior deformação, de modo a garantir a estabilização dessas deformações e, consequentemente, a estabilização das fissuras no edifício. Devido à impossibilidade de aceder ao teto do piso 0 (condicionada pelo revestimento do teto falso) para realização de inspeção visual e medição das deformações, optou-se por apresentar a solução de reforço apenas para a laje do piso -1. No entanto, esta solução poderá ser igualmente aplicada à laje do piso 0, uma vez realizada as devidas inspeções.

5.2. Solução de reforço

Optou-se pela solução de adição de novos elementos estruturais, mais especificamente vigas metálicas ancoradas nos pilares centrais, como solução de reforço. Esta abordagem aumentara a rigidez das lajes, restringindo as deformações. Para além de ser uma solução de fácil execução, sua rapidez de execução permitira o rápido retorno à funcionalidade das zonas reforçadas do edifício, e de ser economicamente viável.

O cálculo desta solução de reforço foi realizado utilizando o software de cálculo automático CypeCad, conforme o disposto no EC3. A solução envolve a colocação de nove perfis metálicos, conforme ilustrado na figura 135.

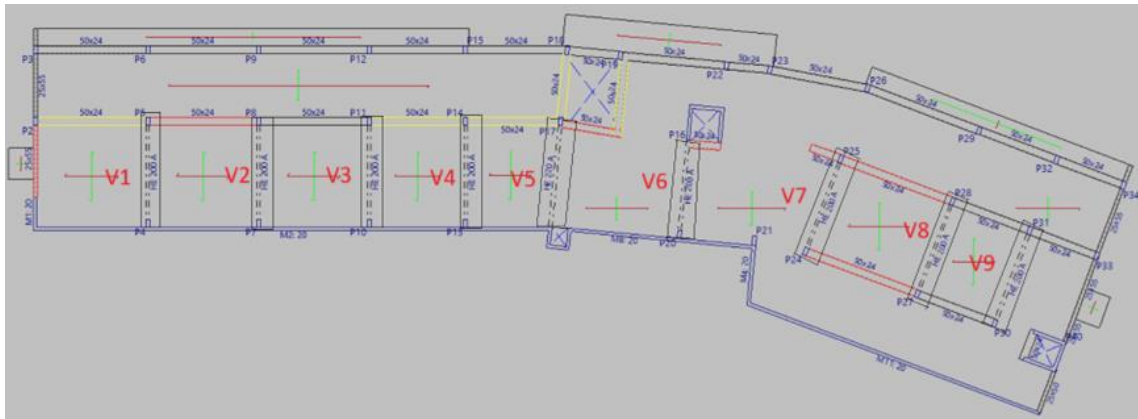


Figura 135-Localização das vigas de reforço.

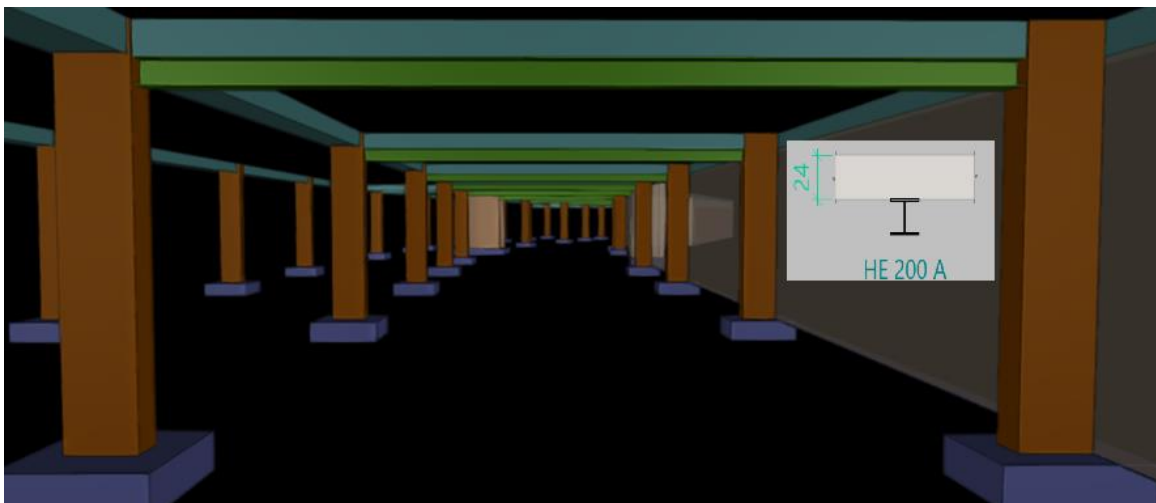


Figura 136- Vista 3D dos reforços introduzidos na laje do piso -2

Após realizar os cálculos no software de cálculo automático CypeCad, obteve-se uma solução de reforço com oito perfis HEA200 e um perfil HEA220. Para além dessa solução, foram realizadas simulação com vigas maiores, nomeadamente HEA 400, que apresentaram resultados de deslocamento das lajes muito semelhantes. Optou-se, portanto, pela solução com vigas HEA200 e HEA220.

Descrição das vigas

Tabela 9- Dados das vigas V1, V2, V3, V4, V6, V7, V8 e V9 (extraído do CypeCad)


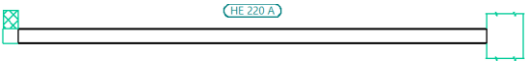
Dados das vigas V1, V2, V3, V4, V6, V7, V8, V9	
	Geometria
	Referência do perfil : HE 200 A
	Materiais Aço : S355 (EN 1993-1-1)

Tabela 10- Dados da Viga V5(extraído do CypeCad)

Dados da viga V5	
	Geometria
	Referência do perfil : HE 220 A
	Materiais
	Aço : S355 (EN 1993-1-1)

5.3. Verificações ELU e ELS das vigas de reforço

De acordo com o exposto no EC3 Parte 1-1: Regras Gerais para Edifícios, foram garantidas todas as verificações ao ELU e ELS necessárias para a correta definição dos perfis proposto para o reforço da laje do piso -2 do edifício. As descrições dessas verificações encontram-se no ANEXO V, deste trabalho.

5.4. Deformação das lajes após o reforço

Come se pode constatar na figura 137, os deslocamentos da laje do piso -2 após a introdução das vigas metálicas de reforço não sofreram alterações significativas relativamente aos valores verificadas no capítulo 4. O objetivo principal era definir uma solução de reforço das lajes de modo a impedir a progressão das deformações induzidas pelo efeito da fluência do betão.

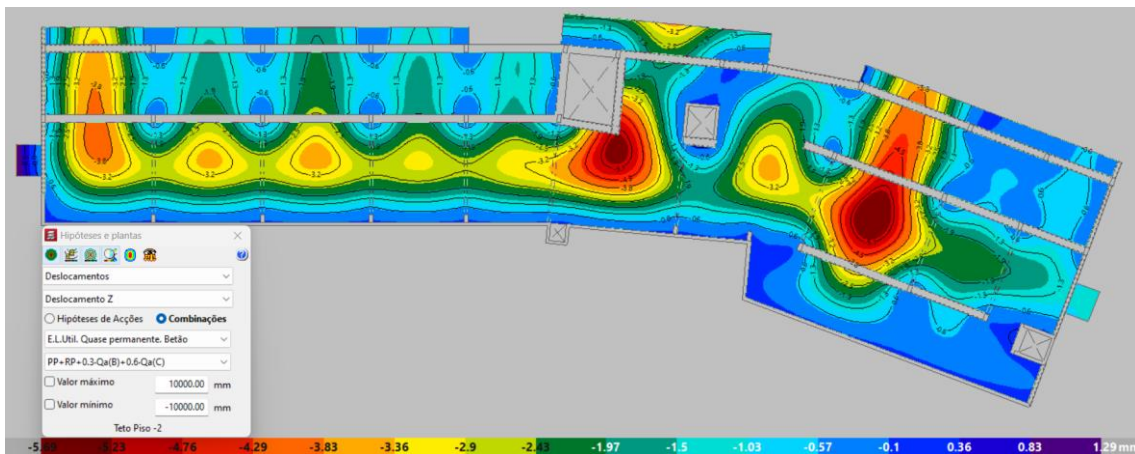


Figura 137- Deslocamentos na laje do piso -2 após introdução de vigas de reforço.

Capítulo 6

6. Soluções de reabilitação das patologias

6.1. Enquadramento

Neste capítulo será apresentado uma proposta corretivas, para tratar as fissuras e macro fissuras existentes no edifício. A solução apresentada será resultado de uma pesquisa bibliográfica sobre técnicas de reparação de fissuras, juntamente com aplicação de materiais disponíveis no mercado.

As operações de reabilitação das patologias existentes no Edifício dos Serviços Centrais do IPB (fissuras nas paredes de alvenaria no interior do edifício), deverão ser executadas com a garantia de que as deformações que ocorrem nas lajes dos pisos -1 e 0 estejam estabilizadas. Para tal, é imprescindível à monitorização da estrutura, pós a realização do reforço das lajes.

6.2. Soluções de reabilitação

A reparação de fissuras, revela-se como um procedimento de simples execução, uma vez determinada as causas que originaram o seu aparecimento no edifício e o seu tipo de comportamento das fissuras. Recorre-se, então, a técnicas de consolidação para repor o aspeto estético das paredes de alvenaria do edifício.

Para as fissuras existentes no edifício, serão apresentadas neste trabalho técnicas de reparação que melhor se adequa, tendo em consideração que as fissuras estão estabilizadas e as diferentes larguras das mesmas.

Condições das superfícies

As superfícies que irão receber os tratamentos de reparação devem estar firmes, coesas, regularizadas, livres de umidade, limpas e isentas de graxas, partículas soltas e micro-organismos. O tratamento das superfícies deverá ser feito de acordo com as recomendações de fabricantes dos produtos e características das fissuras.

6.3. Técnica de reparação

6.3.1. Sistema de tratamento selagem A.

Etapas do tratamento (28):

- Abertura da fissura em forma de “v” (ver figura 139). Este sulco pode ser feito por meio do auxílio de abridor de fissuras comumente chamada de “abre fissuras” (ver figura 138) e a suas dimensões são feitas de acordo com a especificação do fabricante do selante acrílico que preencherá o sulco;
- Limpeza do sulco e aplicação de fundo preparador, de acordo com a orientação do fabricante do material utilizado para preenchimento;
- Preenchimento do sulco com material flexível, como o selante acrílico, massa PVA ou acrílica aditivada com resina, em duas demãos (aguardar 24 horas entre as demãos). Isso permite que a movimentação da fissura não seja percebida no acabamento final.
- Aplicar 2ª demãos de tinta acrílica sobre o local da fissura, sobre o selante acrílico, esperando intervalo de 06 horas entre as demãos (aplicar com pincel e diluir conforme especificação do fabricante);
- Proceder com o acabamento final.



Figura 138- Abre fissuras(28)

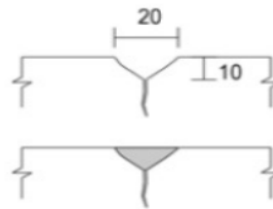


Figura 139-Abertura de fissura em forma de “v”(28)

6.3.2. Sistema de tratamento selagem B

Uma outra técnica de reparação, consiste na utilização de telas na reparação das fissuras.

Sendo esta técnica de reparação indicada para o tratamento de fissuras médias, que podem apresentar alguma movimentação.

Etapas do tratamento (28):

- Remoção da faixa de revestimento com espessura de 15 cm com centro na fissura e limpeza da base com auxílio de um pincel (ver figura 144-a);

- Regularização da base para aplicação da fita plástica e obtenção de perfeita aderência da tela de poliéster (único plano) a fim de trabalhar com eficiência a tração (ver figura 144-b);
- Aplicação de fita plástica para formação da ponte entre o revestimento e a base (ver figura 144-c). Esse isolamento permite que o trecho sem aderência trabalhe em conjunto para “absorver” a movimentação cíclica da fissura. Deve se evitar grande espessura da faixa de revestimento isolada para não a fragilizar;
- Aplicação da tela de poliéster por meio de resina acrílica de forma a deixá-la esticada e evitar seu alongamento pela solicitação dos esforços de tração (ver figura 144-d);
- Execução da ponte de aderência sobre a tela para recebimento do revestimento através da utilização da mesma resina utilizada para colar a tela;
- Execução do revestimento em argamassa ou gesso sobre a tela de poliéster;
- Aplicação do acabamento final.



Figura a) Remoção de faixa de revestimento.

Figura b) Regularização da base.

Figura c) Aplicação de fita plástica.

Figura d) Aplicação da tela de poliéster.

Figura 140- Etapas do tratamento (28)

6.3.3. Sistema de tratamento selagem C

Este sistema permite que alvenarias que apresentam fissuras com pequenas atividades poderão ser tratadas com o sistema de selante elástico e argamassas com fibras. Sendo caracterizado por um sistema que absorve as deformações de base, a argamassa é capaz de absorver pequenos esforços de tração, devido às fibras presente em sua composição.

Etapas do tratamento (ver figura 141) (28):

- Remover uma faixa de 10 cm do reboco, tendo a fissura como centro desta faixa;
- Execução de um sulco em forma de “V” com profundidade de 0,5 cm e largura de 1,0 cm;
- Efetuar a limpeza de toda poeira, presente nesta superfície. A superfície deve apresentar-se seca durante a aplicação do selante;

- De seguida aplicar um primário para aumentar a aderência da camada com a mástique. Aguardar de 30 a 60 minutos e aplicar a mástique de poliuretano, aguardar 48h para a cura do poliuretano;
- Aplicar a tela estruturante de PVC e poliéster de largura 10 cm com a fissura e embebida em cola PVA, aplicando-a sobre a faixa de 10 cm;
- Após a secagem da cola (período de 06 horas), aplicar o novo reboco sobre a faixa removida, adicionar fibras de polipropileno e adesivo a base de resina acrílica à argamassa nas proporções indicadas pelo fabricante;
- Executar a cura química do reboco com uma demão do adesivo acrílico, sem diluição.

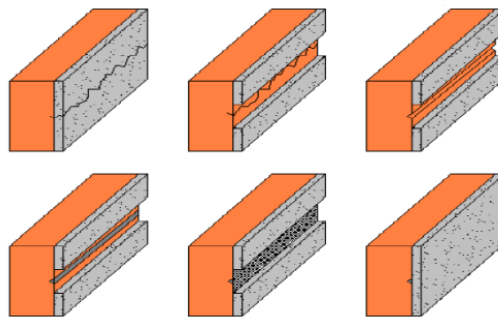


Figura 141- Etapas do tratamento de fissuras (28).

6.3.4. Sistema de tratamento com grampos

Uma outra alternativa para o tratamento de fissuras é o uso de grampos, são utilizados elementos de aço com diâmetro de 4 a 5 mm. Esses elementos de aço devem transpassar 25cm de cada lado da fissura e deverão ser chumbados em juntas horizontais de assentamento alternadas em ambas as faces da parede.

Na execução de grampeamento de fissuras, primeiro retira-se o revestimento da parede, executa-se os cortes alternados ao longo da fissura onde serão colocados os grampos, de seguida faz-se a ancoragem dos grampos nas extremidades, colocando um adesivo estrutural e por fim refaz-se o revestimento da parede (29).

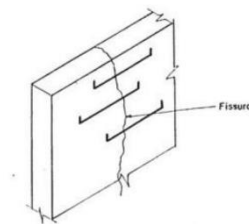


Figura 142- Tratamento de fissuras com recurso a grampos (29).

6.4. Materiais

O fechamento de fissuras em edifícios é um processo essencial para manter a integridade, durabilidade e um bom aspeto estético das edificações. Existem no mercado diversos materiais utilizados para esse fim, cada um com suas características específicas e aplicações adequadas.

Alguns dos mais utilizados são:

	<p>Sika Boom[®] P Sika Boom[®] P é uma espuma monocomponente de poliuretano, com elevada capacidade de expansão e de cura rápida, para utilização com aplicador plástico (30).</p>
	<p>Sika Mono Top[®]-612 Sika MonoTop[®]-612 é uma argamassa tixotrópica monocomponente à base de cimento, areias seleccionadas, sílica de fumo, resinas sintéticas e reforçada com fibras de poliamida (31).</p>
	<p>SIKA[®] TELA Sika[®] Tela é uma tela de poliéster, com malha de 2×2 mm utilizada para reforçar impermeabilizações, aumentando a resistência à fissuração do impermeabilizante (32).</p>
	<p>Sikaflex[®]-1A PLUS Sikaflex[®] 1A PLUS é um selante elástico, monocomponente, de baixo módulo, à base de poliuretano, que cura com a umidade do ar. Sendo adequado para juntas de movimentação e de conexão em aplicações internas ou externas (33).</p>

CONCLUSÃO

O estudo e o entendimento das causas dos problemas que afetam muitos edifícios novos são de extrema importância para que se projetem e construam, cada vez mais, edifícios com estruturas capazes de desempenhar corretamente as suas funções durante o tempo útil de vida previsto, sem a necessidade de grandes intervenções. Esta importância abrange também as situações em que é necessário realizar intervenções de reforço nos edifícios, uma vez que o sucesso e a eficácia dessas intervenções dependem do correto diagnóstico das patologias.

De modo geral, os objetivos inicialmente definidos foram alcançados. Apesar das dificuldades e limitações encontradas durante a realização deste trabalho, foi possível analisar as informações disponíveis sobre o edifício e reunir informações adicionais relevantes que serviram para diagnosticar as patologias no edifício e apresentar uma solução de reforço capaz de solucionar o problema das deformações excessivas da laje do piso -2. Mediante uma análise mais pormenorizada das deformações da laje do piso -1, esta solução poderá igualmente ser aplicada, e assim tratar as fissuras nas paredes de alvenaria do piso 0.

Ficou evidente que os valores das deformações das lajes obtidos no CypeCad diferem das deformações reais ocorridos no edifício. A facilidade de modelação e rapidez dos cálculos gerados pelo programa são de grande valia. Por outro lado, as informações geradas no CypeCad necessitam de uma análise criteriosa por parte do projetista, que deve ter em atenção fatores importantes como o comportamento do betão a longo prazo quando submetido a carregamentos constantes, o que pode comprometer o adequado desempenho das estruturas de betão.

REFERÊNCIAS

1. Ferreira J. TÉCNICAS DE DIAGNÓSTICO DE PATOLOGIAS EM EDIFÍCIOS
Dissertação de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL-ESPECIALIZAÇÃO EM
CONSTRUÇÕES. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto ;2010.
2. Juvandes L. REFORÇO E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS Módulo 2. FEUP.
Porto; 2002.
3. Custódio V, Ripper T. PATOLOGIA RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO. Ltda P, editor. São Paulo; 1998.
4. Moura D. DETERIORAÇÃO E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO
ARMADO, Dissertação de mestrado em Tecnologia e Gestão das Construções, Instituto
Superior de Engenharia do Porto. Porto; 2012.
5. Boto T. ESTRATÉGIAS PARA INTERVENÇÕES DE REPARAÇÃO E REFORÇO EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO, Dissertação de Mestre em Engenharia Civil,
Especialidade de Construção Urbana. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.
Coimbra; 2015.
6. Costa A. PATOLOGIA DO BETÃO ARMADO Anomalias e Mecanismos de
Deterioração.
7. Brito J, Flores I. APONTAMENTOS DA CADEIRA DE ESTRATÉGIAS E TÉCNICAS
DE INSPEÇÃO, MONITORIZAÇÃO E ANÁLISE DE CONSTRUÇÕES
MESTRADO EM REABILITAÇÃO DO ESPAÇO CONSTRUÍDO. Coimbra; 2005.
8. Betão M. ALGUMAS SITUAÇÕES DE PATOLOGIA EM EDIFÍCIOS DE BETÃO
ARMADO, Comunicação apresentada às «jornadas Técnicas de 1ª, feira Internacional
da Construção e Habitação». Lisboa; 2009.
9. Lúcio VJG, Ramos AMP, Faria DM V. REFORÇO DE LAJES FUNGIFORMES
Anomalias, Causas e Soluções, SILE08 - SEMINÁRIO INTERNACIONAL SOBRE
LIGAÇÕES ESTRUTURAIS. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa; 2008.

10. Carvalho D. PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES: FUNDAÇÕES EM DEPÓSITOS DE VERTENTE NA CIDADE DE MACHICO, Dissertação de Mestre em Engenharia Civil. Universidade da Madeira. Funchal; 2010.
11. Magalhães D. SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES Dissertação de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL-ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA. U. PORTO. Porto; 2014.
12. Brito J. Reforço de Estruturas de Betão por Encamisamento, APONTAMENTOS DA CADEIRA DE REABILITAÇÃO DE CONSTRUÇÕES - ESTUDO DE CASOS MESTRADO EM CONSTRUÇÃO. INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO. Lisboa; 2002.
13. Pereira J. REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM MICRO-ESTACAS. LIGAÇÃO AÇO/CALDA/BETÃO, Dissertação de doutoramento na especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais. Universidade de Coimbra. Coimbra; 2012.
14. Magalhães D. SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES, DISSERTAÇÃO DE MESTRADO. U. PORTO. Porto; 2014
15. Santos T. Estratégias para Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado, Tese de Mestrado em Projetos de Estruturas e Geotecnia. Universidade do Minho; 2008.
16. Tiago André Pais Madeira Boto. ESTRATÉGIAS PARA INTERVENÇÕES DE REPARAÇÃO E REFORÇO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialidade de Construção Urbana. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. Coimbra; 2015.
17. Sousa Á. REPARAÇÃO, REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO, Dissertação de Mestre Em Engenharia Civil-ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS. U. PORTO; 2008.
18. Andrade C, Roca J, Valente I. ESTUDO NUMÉRICO SOBRE O REFORÇO DE PILARES DE BETÃO ARMADO COM CANTONEIRAS E PRESILHAS METÁLICAS. ANÁLISE PARAMÉTRICA, Escola de Engenharia, Universidade do Minho; 2015.

19. Ferreira D. Apontamentos da disciplina de PROJECTO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS. Instituto Politécnico de Bragança. Bragança; 2024.
20. Santos C. ANÁLISE DE SOLUÇÕES DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO, Dissertação de Mestrado. Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias. Lisboa; 2017.
21. Duarte D, Lúcio V, Ramos A. REABILITAÇÃO SUSTENTÁVEL DE ESTRUTURAS-REFORÇO DE LAJES DE EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO,1ª Conferência Construção e Reabilitação Sustentável de Edifícios no Espaço Lusófono. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa;
22. Faria D. Reforço de Lajes de Betão Armado usando Pós-Tensão com Ancoragens por Aderência, Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Especialidade Estruturas. Faculdade De Ciências e Tecnologia da Universidade de Lisboa. Lisboa; 2011.
23. Lúcio VJG, Ramos AMP, Faria DM V. REFORÇO DE LAJES FUNGIFORMES Anomalias, Causas e Soluções. 2008.
24. Caramelo N. PROJECTO PARA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO DE APOIO PEDAGÓGICO PROJECTO DE EXECUÇÃO ARQUITECTURA MEMÓRIA DESCRITIVA. 2010.
25. Coxo J. PROJECTO PARA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO DE APOIO PEDAGÓGICO PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURAS MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA. 2010.
26. Rodrigues J. Proteção e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa; 2017.
27. CT 115 (LNEC). NP EN 1992-1-1 2010. Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. 2010;
28. Muci D, Netto J, Silva R. UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL SISTEMAS DE RECUPERAÇÃO DE FISSURAS DA INTERFACE ALVENARIA DE

VEDAÇÃO-ESTRUTURA DE CONCRETO: COMPARATIVO ENTRE OS PROCESSOS EXECUTIVOS E ANÁLISE DE CUSTO. UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS; 2014.

29. TERREZO V. FISSURAS EM EDIFICAÇÕES: CAUSAS E TRATAMENTOS, dissertação de mestrado. UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA; 2021.
30. Sika Boom® P | Quartos e Salas. Disponível em: <https://prt.sika.com/pt/100-soluções-sika/quartos-e-salas/sika-boom>
31. Sika MonoTop®-612 | Caves. Disponível em: <https://prt.sika.com/pt/sika-consigo/caves/sika-monotop-612.html>
32. Sika® Tela | Estruturante de Poliéster. Disponível em: <https://bra.sika.com/pt/construção/impermeabilização/impermeabilização para espaços interiores/76736/estruturante-de-poliéster/sika-tela.html>
33. Sikaflex®-1A PLUS | Selante de Poliuretano. Disponível em: <https://bra.sika.com/pt/construção/selagem-e-vedação-de-juntas/reservatorios-de-água-potavel/categoria/selante-de-poliuretano/sikaflex-1a-plus.html>

ANEXOS

ANEXO I

Mapa de patologias do Piso -1



H - Fissuras de desenvolvimento horizontal

V - Fissuras de desenvolvimento vertical

D - Deformações

ANEXO I

Mapa de patologias do Piso 0



H - Fissuras de desenvolvimento horizontal

V - Fissuras de desenvolvimento vertical

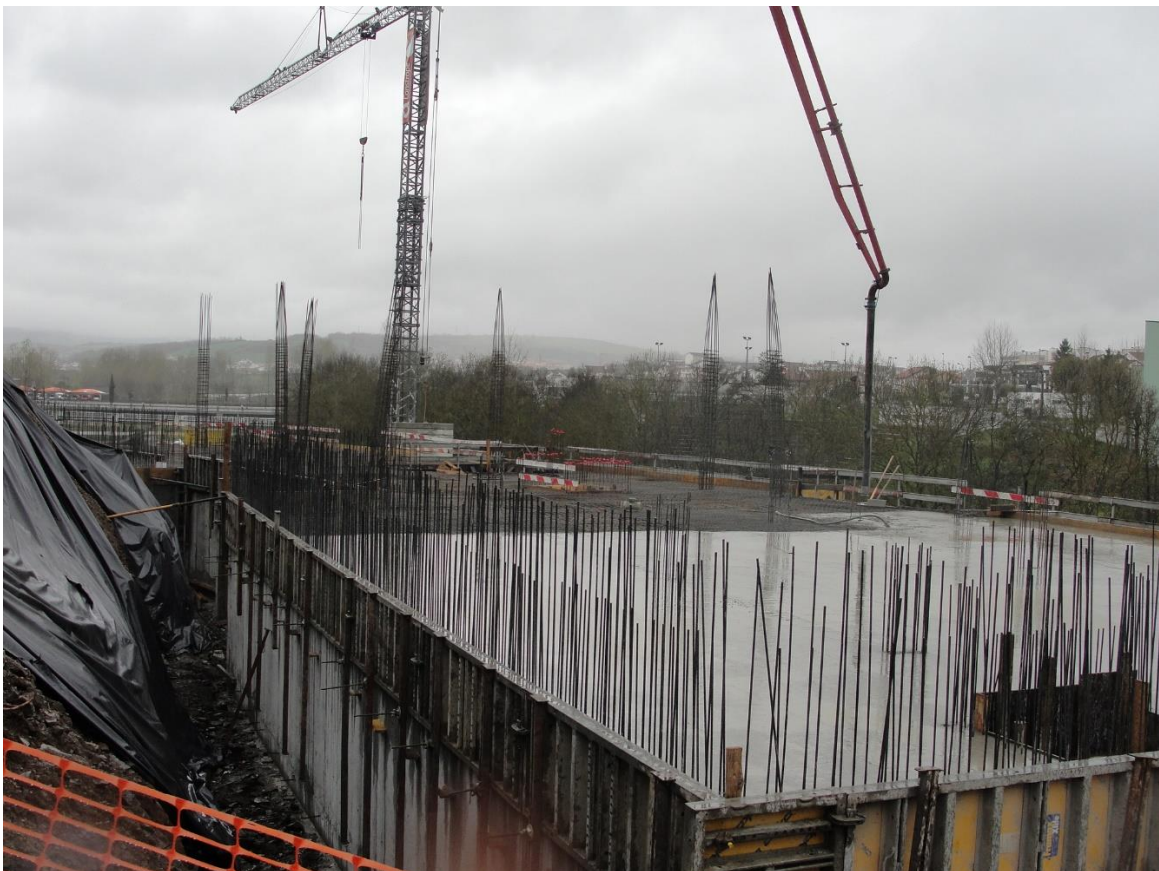
D - Deformações

ANEXO II

Registo fotográfico da construção do edifício









ANEXO III

ENSAIO DE COMPRESSÃO (Norma NP EN 12390-3: 2003)

OBRA: Construção do Edifício Módulo de Apoio Pedagógico

EMPRESA: CONSTROPE

FAX:

TIPO DE MOLDE: cúbico 15 cm

CLASSE DO BETÃO A ENSAIAR:

Ref. Provete	Local	Data de Fabrico	Data de Ensaio	Tempo a Ensaiar (dias)	Massa (kg)	Área (cm ²)	Carga de Rotura (Força) KN	Tensão de Rotura (Mpa)
95		28/04/11	05/05/11	7	8,050	225	496,96	22,09
96		28/04/11	05/05/11	7	8,000	225	513,55	22,82
97		28/04/11	05/05/11	7	8,000	225	438,88	19,51
98		28/04/11	05/05/11	7	8,000	225	511,18	22,72
99		28/04/11	05/05/11	7	8,000	225	514,88	22,88
100		28/04/11	05/05/11	7	8,000	225	563,37	25,04
101		28/04/11	05/05/11	7	8,000	225	470,26	20,90

Observações:

Bragança, 5 de Maio de 2011

TIPO DE MOLDE: cúbico 15 cm

CLASSE DO BETÃO A ENSAIAR:

Ref. Provete	Local	Data de Fabrico	Data de Ensaio	Tempo a Ensaiar (dias)	Massa (kg)	Área (cm ²)	Carga de Rotura (Força) KN	Tensão de Rotura (Mpa)
131		13/05/11	20/05/11	7	8,000	225	462,15	20,54
132		13/05/11	20/05/11	7	8,050	225	456,99	20,31

Observações: N° de provetes da obra: 259 e 260

Bragança, 20 de Maio de 2011

Ref. Provete	Local	Data de Fabrico	Data de Ensaio	Tempo a Ensaiar (dias)	Massa (kg)	Área (cm ²)	Carga de Rotura (Força) KN	Tensão de Rotura (Mpa)
135		16/05/11	23/05/11	7	8,000	225	461,83	20,53
136		16/05/11	23/05/11	7	8,050	225	446,84	19,86

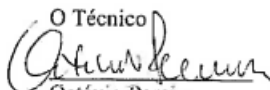
Observações: N° de provetes da obra: 263 e 264

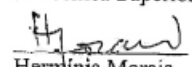
Bragança, 23 de Maio de 2011

Ref. Provete	Local	Data de Fabrico	Data de Ensaio	Tempo a Ensaiar (dias)	Massa (kg)	Área (cm ²)	Carga de Rotura (Força) KN	Tensão de Rotura (Mpa)
155		25/05/11	01/06/11	7	8,100	225	520,79	23,15
156		25/05/11	01/06/11	7	8,050	225	522,65	23,23
157		25/05/11	01/06/11	7	8,050	225	528,77	23,50
158		25/05/11	01/06/11	7	8,050	225	533,48	23,71

Observações: N° de provetes da obra: 283, 284, 285 e 286

Bragança, 01 de Junho de 2011

O Técnico

 Octávio Pereira

A Técnica Superior

 Herminia Morais

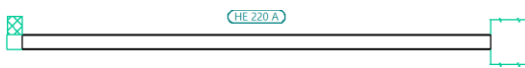
ANEXO IV

Mapa das deformações medidas no teto do Piso -1



Viga V5

1. DESCRIÇÃO

Dados da viga	
	Geometria
	Referência do perfil : HE 220 A
	Materiais
Aço : S355 (EN 1993-1-1)	

2. RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Tramo	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (EUROCÓDIGO 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010)													Estado	
	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$		$M_t V_y$
B0 - P17	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Verifica	$N_{Ed} = 0.00$ N.A.(1)	$N_{Ed} = 0.00$ N.A.(2)	$x: 0 \text{ m}$ $\eta = 77.9$	$M_{Ed} = 0.00$ N.A.(3)	$x: 0 \text{ m}$ $\eta = 19.1$	$V_{Ed} = 0.00$ N.A.(4)	$\eta < 0.1$	N.A.(5)	N.A.(6)	N.A.(7)	$x: 2.793 \text{ m}$ $\eta = 2.6$	$x: 0 \text{ m}$ $\eta = 19.2$	N.A.(8)	VERIFICA $\eta = 77.9$
<p>Anotação:</p> <p>λ_w: Encurvadura local da alma induzida pelo banzo comprimido N_t: Resistência à tração N_c: Resistência à compressão M_y: Resistência à flexão eixo Y M_z: Resistência à flexão eixo Z V_z: Resistência ao esforço transversal Z V_y: Resistência ao esforço transversal Y $M_y V_z$: Resistência ao momento fletor Y e esforço transversal Z combinados $M_z V_y$: Resistência ao momento fletor Z e esforço transversal Y combinados $N M_y M_z$: Resistência à flexão composta $N M_y M_z V_y V_z$: Resistência à flexão composta e esforço transversal combinados M_t: Resistência à torção $M_t V_z$: Resistência ao esforço transversal Z e momento torsor combinados $M_t V_y$: Resistência ao esforço transversal Y e momento torsor combinados x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável</p> <p>Verificações que não são necessárias (N.A.): (1) A verificação não é necessária, já que não existe esforço axial de tração. (2) A verificação não é necessária, já que não existe esforço axial de compressão. (3) A verificação não é necessária, já que não existe momento fletor. (4) A verificação não é necessária, já que não existe esforço transversal. (5) Não há interação entre o momento fletor e o esforço transversal para nenhuma combinação. Assim a verificação não é necessária. (6) Não existe interação entre o esforço axial e momento fletor nem entre momentos flectores em ambas as direções para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária. (7) Não existe interação entre o momento fletor, esforço axial e transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária. (8) Não existe interação entre o momento torsor e o esforço transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.</p>															

Viga	Instantânea (Característica) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	Instantânea (Quase permanente) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/300$	Estado
B0 - P17	$f_{i,tot,max}: 3.59 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 25.72 \text{ mm}$	$f_{i,tot,max}: 3.21 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 25.72 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 2.18 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 21.43 \text{ mm}$	VERIFICA

3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA

B0 - P17

Encurvadura local da alma induzida pelo banzo comprimido (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artigo 8)

Deve satisfazer:

$$26.86 \leq 174.49 \quad \checkmark$$

Em que:

h_w : Altura da alma.

t_w : Espessura da alma.

A_w : Área da alma.

$A_{f_c,ef}$: Área reduzida do banzo comprimido.

$$h_w : \frac{188.00}{1} \text{ mm}$$

$$t_w : \frac{7.00}{1} \text{ mm}$$

$$A_w : \frac{13.16}{1} \text{ cm}^2$$

$$A_{f_c,ef} : \frac{24.20}{1} \text{ cm}^2$$

XXX

Viga V5

k: Coeficiente que depende da classe da secção.

$$k : \underline{0.40}$$

E: Módulo de elasticidade.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

f_{yf}: Tensão de cedência do aço do banzo comprimido.

$$f_{yf} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.471} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.779} \quad \checkmark$$

Para flexão positiva:

M_{Ed}⁺: Momento fletor atuante de cálculo desfavorável.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexão negativa:

O esforço atuante de cálculo desfavorável produz-se no nó B0, para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

M_{Ed}⁻: Momento fletor atuante de cálculo desfavorável.

$$M_{Ed}^- : \underline{95.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento fletor resistente de cálculo **M_{c,Rd}** é dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{201.82} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

Classe: Classe da secção, segundo a capacidade de deformação e de desenvolvimento da resistência plástica dos elementos planos de uma secção à flexão simples.

$$\text{Classe} : \underline{2}$$

W_{pl,y}: Módulo resistente plástico correspondente à fibra com maior tensão, para as secções de classe 1 e 2.

$$W_{pl,y} : \underline{568.50} \text{ cm}^3$$

f_{yd}: Resistência de cálculo do aço.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_y: Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo}: Coeficiente parcial de segurança do material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.00}$$

Resistência à encurvadura lateral: (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.3.2)

O momento fletor resistente de cálculo **M_{b,Rd}** é dado por:

$$M_{b,Rd}^+ : \underline{201.82} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{b,Rd}^- : \underline{122.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Em que:

W_{pl,y}: Módulo resistente plástico correspondente à fibra com maior tensão, para as secções de classe 1 e 2.

$$W_{pl,y} : \underline{568.50} \text{ cm}^3$$

f_{yd}: Resistência de cálculo do aço.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

Viga V5

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

γ_{M1} : Coeficiente parcial de segurança do material.

$$f_y : \frac{355.00}{1.00} \text{ MPa}$$

χ_{LT} : Coeficiente de redução por encurvadura lateral.

Sendo:

α_{LT} : Coeficiente de imperfeição elástica.

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbelteza reduzida.

$$\chi_{LT^+} : \frac{1.00}{1.00}$$

$$\chi_{LT^-} : \frac{0.61}{1.00}$$

$$\phi_{LT^+} : \frac{0.00}{1.00}$$

$$\phi_{LT^-} : \frac{1.18}{1.00}$$

$$\alpha_{LT} : \frac{0.21}{1.00}$$

$$\bar{\lambda}_{LT^+} : \frac{0.00}{1.00}$$

$$\bar{\lambda}_{LT^-} : \frac{1.09}{1.00}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de encurvadura lateral.

$$M_{cr^+} : \frac{\infty}{1.00}$$

$$M_{cr^-} : \frac{170.88}{1.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento crítico elástico de encurvadura lateral ' M_{cr} ' determina-se da seguinte forma:

Sendo:

I_z : Momento de inércia da secção bruta, em relação ao eixo Z.

I_t : Momento de inércia à torção uniforme.

I_w : Constante de empenamento da secção.

E : Módulo de elasticidade.

G : Módulo de elasticidade transversal.

L_c^+ : Comprimento efetivo de encurvadura lateral do banzo superior.

L_c^- : Comprimento efetivo de encurvadura lateral do banzo inferior.

C_1 : Coeficiente que depende das condições de apoio e da forma da distribuição dos momentos fletores sobre a barra.

C_2 : Coeficiente que depende das condições de apoio e da forma da distribuição dos momentos fletores sobre a barra.

C_3 : Coeficiente que depende das condições de apoio e da forma da distribuição dos momentos fletores sobre a barra.

k_z : Coeficiente de comprimento efetivo, que depende das restrições à rotação da secção transversal nos extremos da barra.

k_w : Coeficiente de comprimento efetivo, que depende das restrições à encurvadura lateral nos extremos da barra.

z_g : Distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro de esforços transversos, relativamente ao eixo Z.

$$I_z : \frac{1955.00}{1.00} \text{ cm}^4$$

$$I_t : \frac{28.61}{1.00} \text{ cm}^4$$

$$I_w : \frac{193300.00}{1.00} \text{ cm}^6$$

$$E : \frac{210000}{1.00} \text{ MPa}$$

$$G : \frac{81000}{1.00} \text{ MPa}$$

$$L_c^+ : \frac{0.000}{1.00} \text{ m}$$

$$L_c^- : \frac{6.680}{1.00} \text{ m}$$

$$C_1 : \frac{1.00}{1.00}$$

$$C_2 : \frac{1.00}{1.00}$$

$$C_3 : \frac{1.00}{1.00}$$

$$k_z^+ : \frac{0.00}{1.00}$$

$$k_z^- : \frac{1.04}{1.00}$$

$$k_w^+ : \frac{0.00}{1.00}$$

$$k_w^- : \frac{1.04}{1.00}$$

$$z_g : \frac{0.00}{1.00} \text{ mm}$$

Sendo:

z_a : Distância na direção do eixo Z entre o ponto de aplicação da carga e o centro geométrico.

$$z_a : \frac{0.00}{1.00} \text{ mm}$$

Viga V5

z_s : Distância na direção do eixo Z entre o centro de corte e o centro geométrico.

z_s : 0.00 mm

z_j : Parâmetro de assimetria da secção, relativamente ao eixo Y.

z_j : 0.00 mm

Resistência ao esforço transversal Z (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.6)

Deve satisfazer:

η : 0.191 ✓

O esforço atuante de cálculo desfavorável produz-se no nó B0, para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

V_{Ed} : Esforço transversal atuante de cálculo desfavorável.

V_{Ed} : 80.83 kN

O esforço transversal resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ é dado por:

$V_{c,Rd}$: 422.83 kN

Em que:

A_v : Área transversal ao esforço transversal.

A_v : 20.63 cm²

Sendo:

A : Área bruta da secção transversal da barra.

A : 64.30 cm²

b : Largura da secção.

b : 220.00 mm

t_f : Espessura do banzo.

t_f : 11.00 mm

t_w : Espessura da alma.

t_w : 7.00 mm

r : Raio de concordância entre banzo e alma.

r : 18.00 mm

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

f_{yd} : 355.00 MPa

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança do material.

γ_{M0} : 1.00

Encurvadura local por esforço transversal da alma: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artigo 5)

Embora não se tenham colocado rigidificadores transversais, não é necessário verificar a resistência à encurvadura local da alma, uma vez que se verifica que:

21.71 < 48.82 ✓

Em que:

λ_w : Esbelteza da alma.

λ_w : 21.71

Viga V5

$\lambda_{\text{máx}}$: Esbelteza máxima.

$\lambda_{\text{máx}}$: 48.82

η : Coeficiente que permite considerar uma resistência adicional em regime plástico devida ao endurecimento por deformação do material.

η : 1.20

ε : Coeficiente de redução.

ε : 0.81

Sendo:

f_{ref} : Tensão de cedência de referência.

f_{ref} : 235.00 MPa

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

Resistência ao momento fletor Y e esforço transverso Z combinados (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.8)

Não é necessário reduzir a resistência de cálculo à flexão, já que o esforço transverso atuante de cálculo desfavorável V_{Ed} não é superior a 50% da resistência de cálculo a esforço transverso $V_{\text{c,Rd}}$.

80.83 kN ≤ 211.42 kN ✓

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

V_{Ed} : Esforço transverso atuante de cálculo desfavorável.

V_{Ed} : 80.83 kN

$V_{\text{c,Rd}}$: Esforço transverso resistente de cálculo.

$V_{\text{c,Rd}}$: 422.83 kN

Resistência à torção (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.7)

Deve satisfazer:

η : 0.026 ✓

O esforço atuante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 2.793 m do nó B0, para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

$M_{\text{T,Ed}}$: Momento torsor atuante de cálculo desfavorável.

$M_{\text{T,Ed}}$: 0.14 kN·m

O momento torsor resistente de cálculo $M_{\text{T,Rd}}$ é dado por:

$M_{\text{T,Rd}}$: 5.33 kN·m

Em que:

W_{T} : Módulo de resistência à torção.

W_{T} : 26.01 cm³

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

f_{yd} : 355.00 MPa

Viga V5

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança do material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

Resistência ao esforço transversal Z e momento torsor combinados (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.7)

Deve satisfazer:

$$\eta : \underline{0.192} \checkmark$$

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se no nó B0, para a combinação de ações $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot RP + 1.5 \cdot Qa(C)$.

V_{Ed} : Esforço transversal atuante de cálculo desfavorável.

$$V_{Ed} : \underline{80.83} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor atuante de cálculo desfavorável.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O esforço transversal resistente de cálculo reduzido $V_{pl,T,Rd}$ é dado por:

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{421.40} \text{ kN}$$

Em que:

$V_{pl,Rd}$: Esforço transversal resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{422.83} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensões tangenciais por torção.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{1.73} \text{ MPa}$$

Sendo:

W_T : Módulo de resistência à torção.

$$W_T : \underline{26.01} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

$$f_{yd} : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

$$f_y : \underline{355.00} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança do material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

Viga V5

4. VERIFICAÇÕES DE FLECHA

Instantânea (Característica)	Instantânea (Quase permanente)	Ativa (Característica)	Estado
$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/300$	
$f_{i,tot,max}: 3.59 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 25.72 \text{ mm}$	$f_{i,tot,max}: 3.21 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 25.72 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 2.18 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 21.43 \text{ mm}$	VERIFICA

Flecha total instantânea para a combinação "Característica" de ações

A flecha máxima produz-se na secção "3.42 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+Sobrecarga (Utilização C)

$$3.59 \text{ mm} \leq 25.72 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,tot,lim}$: limite estabelecido para a flecha total instantânea

$$f_{i,tot,lim} = L/250$$

L: comprimento de referência

$$f_{i,tot,lim} : \underline{25.72} \text{ mm}$$

$$L : \underline{6.43} \text{ m}$$

$f_{i,tot,max}$: valor máximo da flecha total instantânea

$$f_{i,tot,max} : \underline{3.59} \text{ mm}$$

Flecha total instantânea para a combinação "Quase permanente" de ações

A flecha máxima produz-se na secção "3.42 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.6Sobrecarga (Utilização C)

$$3.21 \text{ mm} \leq 25.72 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,tot,lim}$: limite estabelecido para a flecha total instantânea

$$f_{i,tot,lim} = L/250$$

L: comprimento de referência

$$f_{i,tot,lim} : \underline{25.72} \text{ mm}$$

$$L : \underline{6.43} \text{ m}$$

$f_{i,tot,max}$: valor máximo da flecha total instantânea

$$f_{i,tot,max} : \underline{3.21} \text{ mm}$$

Flecha ativa a partir do instante "3 meses", para a combinação de ações "Característica"

A flecha máxima produz-se na secção "3.42 m" para a combinação de ações: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+Sobrecarga (Utilização C)

$$2.18 \text{ mm} \leq 21.43 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: limite estabelecido para a flecha activa

$$f_{A,lim} = L/300$$

L: comprimento de referência

$$f_{A,lim} : \underline{21.43} \text{ mm}$$

$$L : \underline{6.43} \text{ m}$$

Viga V5

$f_{A,max}$: flecha ativa máxima produzida a partir do instante "3 meses"

$$f_{A,max} = f_T - f_i (t = t_{ed})$$

f_T : flecha instantânea máxima

$f_i (t = t_{ed})$: flecha instantânea no instante $t = t_{ed}$

t_{ed} : Construção do elemento não estrutural

$$\mathbf{f_{A,max}} : \underline{2.18} \text{ mm}$$

$$\mathbf{f_T} : \underline{3.59} \text{ mm}$$

$$\mathbf{f_i (t = t_{ed})} : \underline{1.41} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_{ed}} : \underline{3 \text{ meses}}$$

Viga V7

1. DESCRIÇÃO

Dados da viga	
	Geometria
	Referência do perfil : HE 200 A
	Materiais
Aço : S355 (EN 1993-1-1)	

2. RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Tramo	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (EUROCÓDIGO 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010)														Estado
	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
P24 - P25	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Verifica	$N_{Ed} = 0.00$ N.A.(1)	$N_{Ed} = 0.00$ N.A.(2)	$x: 5.716$ m $\eta = 68.2$	$M_{Ed} = 0.00$ N.A.(3)	$x: 0$ m $\eta = 23.1$	$V_{Ed} = 0.00$ N.A.(4)	$\eta < 0.1$	N.A.(5)	N.A.(6)	N.A.(7)	$x: 5.701$ m $\eta = 13.8$	$x: 0$ m $\eta = 23.1$	N.A.(8)	VERIFICA $\eta = 68.2$
<p>Anotação:</p> <p>λ_w: Encurvadura local da alma induzida pelo banzo comprimido N_t: Resistência à tração N_c: Resistência à compressão M_y: Resistência à flexão eixo Y M_z: Resistência à flexão eixo Z V_z: Resistência ao esforço transversal Z V_y: Resistência ao esforço transversal Y $M_y V_z$: Resistência ao momento fletor Y e esforço transversal Z combinados $M_z V_y$: Resistência ao momento fletor Z e esforço transversal Y combinados $N M_y M_z$: Resistência à flexão composta $N M_y M_z V_y V_z$: Resistência à flexão composta e esforço transversal combinados M_t: Resistência à torção $M_t V_z$: Resistência ao esforço transversal Z e momento torsor combinados $M_t V_y$: Resistência ao esforço transversal Y e momento torsor combinados x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável</p> <p>Verificações que não são necessárias (N.A.):</p> <p>(1) A verificação não é necessária, já que não existe esforço axial de tração. (2) A verificação não é necessária, já que não existe esforço axial de compressão. (3) A verificação não é necessária, já que não existe momento fletor. (4) A verificação não é necessária, já que não existe esforço transversal. (5) Não há interação entre o momento fletor e o esforço transversal para nenhuma combinação. Assim a verificação não é necessária. (6) Não existe interação entre o esforço axial e momento fletor nem entre momentos flectores em ambas as direções para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária. (7) Não existe interação entre o momento fletor, esforço axial e transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária. (8) Não existe interação entre o momento torsor e o esforço transversal para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.</p>															

Viga	Instantânea (Característica) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	Instantânea (Quase permanente) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/300$	Estado
P24 - P25	$f_{i,tot,max}: 2.99$ mm $f_{i,tot,lim}: 22.87$ mm	$f_{i,tot,max}: 2.65$ mm $f_{i,tot,lim}: 22.87$ mm	$f_{A,max}: 1.76$ mm $f_{A,lim}: 19.05$ mm	VERIFICA

3. VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA

P24 - P25

Encurvadura local da alma induzida pelo banzo comprimido (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artigo 8)

Deve satisfazer:

$$26.15 \leq 175.88 \quad \checkmark$$

Em que:

h_w : Altura da alma.

t_w : Espessura da alma.

A_w : Área da alma.

$A_{fc,ef}$: Área reduzida do banzo comprimido.

$$h_w : \frac{170.00}{1} \text{ mm}$$

$$t_w : \frac{6.50}{1} \text{ mm}$$

$$A_w : \frac{11.05}{1} \text{ cm}^2$$

$$A_{fc,ef} : \frac{20.00}{1} \text{ cm}^2$$

Viga V7

k: Coeficiente que depende da classe da secção.

k: 0.40

E: Módulo de elasticidade.

E: 210000 MPa

f_{yf}: Tensão de cedência do aço do banzo comprimido.

f_{yf}: 355.00 MPa

Sendo:

Resistência à flexão eixo Y (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.5)

Deve satisfazer:

η : 0.411 ✓

η : 0.682 ✓

Para flexão positiva:

M_{Ed}⁺: Momento fletor atuante de cálculo desfavorável.

M_{Ed}⁺: 0.00 kN·m

Para flexão negativa:

O esforço atuante de cálculo desfavorável produz-se no nó P25, para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

M_{Ed}⁻: Momento fletor atuante de cálculo desfavorável.

M_{Ed}⁻: 62.61 kN·m

O momento fletor resistente de cálculo **M_{c,Rd}** é dado por:

M_{c,Rd}: 152.47 kN·m

Em que:

Classe: Classe da secção, segundo a capacidade de deformação e de desenvolvimento da resistência plástica dos elementos planos de uma secção à flexão simples.

Classe: 2

W_{pl,y}: Módulo resistente plástico correspondente à fibra com maior tensão, para as secções de classe 1 e 2.

W_{pl,y}: 429.50 cm³

f_{yd}: Resistência de cálculo do aço.

f_{yd}: 355.00 MPa

Sendo:

f_y: Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y: 355.00 MPa

γ_{m0}: Coeficiente parcial de segurança do material.

γ_{m0}: 1.00

Resistência à encurvadura lateral: (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.3.2)

O momento fletor resistente de cálculo **M_{b,Rd}** é dado por:

M_{b,Rd}⁺: 152.47 kN·m

M_{b,Rd}⁻: 91.75 kN·m

Em que:

W_{pl,y}: Módulo resistente plástico correspondente à fibra com maior tensão, para as secções de classe 1 e 2.

W_{pl,y}: 429.50 cm³

Viga V7

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

f_{yd} : 355.00 MPa

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

γ_{M1} : Coeficiente parcial de segurança do material.

γ_{M1} : 1.00

χ_{LT} : Coeficiente de redução por encurvadura lateral.

χ_{LT}^+ : 1.00

χ_{LT}^- : 0.60

Sendo:

α_{LT} : Coeficiente de imperfeição elástica.

ϕ_{LT}^+ : 0.00

ϕ_{LT}^- : 1.19

α_{LT} : 0.21

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbelteza reduzida.

$\bar{\lambda}_{LT}^+$: 0.00

$\bar{\lambda}_{LT}^-$: 1.09

M_{cr} : Momento crítico elástico de encurvadura lateral.

M_{cr}^+ : ∞

M_{cr}^- : 127.94 kN·m

O momento crítico elástico de encurvadura lateral ' M_{cr} ' determina-se da seguinte forma:

Sendo:

I_z : Momento de inércia da secção bruta, em relação ao eixo Z.

I_z : 1336.00 cm⁴

I_t : Momento de inércia à torção uniforme.

I_t : 21.05 cm⁴

I_w : Constante de empenamento da secção.

I_w : 108000.00 cm⁶

E : Módulo de elasticidade.

E : 210000 MPa

G : Módulo de elasticidade transversal.

G : 81000 MPa

L_c^+ : Comprimento efetivo de encurvadura lateral do banzo superior.

L_c^+ : 0.000 m

L_c^- : Comprimento efetivo de encurvadura lateral do banzo inferior.

L_c^- : 6.216 m

C_1 : Coeficiente que depende das condições de apoio e da forma da distribuição dos momentos fletores sobre a barra.

C_1 : 1.00

C_2 : Coeficiente que depende das condições de apoio e da forma da distribuição dos momentos fletores sobre a barra.

C_2 : 1.00

C_3 : Coeficiente que depende das condições de apoio e da forma da distribuição dos momentos fletores sobre a barra.

C_3 : 1.00

k_z : Coeficiente de comprimento efetivo, que depende das restrições à rotação da secção transversal nos extremos da barra.

k_z^+ : 0.00

k_z^- : 1.09

k_w : Coeficiente de comprimento efetivo, que depende das restrições à encurvadura lateral nos extremos da barra.

k_w^+ : 0.00

k_w^- : 1.09

z_g : Distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro de esforços transversos, relativamente ao eixo Z.

z_g : 0.00 mm

Sendo:

z_a : Distância na direção do eixo Z entre o ponto de aplicação da

z_a : 0.00 mm

Viga V7

carga e o centro geométrico.

z_s : Distância na direção do eixo Z entre o centro de corte e o centro geométrico.

z_s : 0.00 mm

z_j : Parâmetro de assimetria da secção, relativamente ao eixo Y.

z_j : 0.00 mm

Resistência ao esforço transversal Z (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.6)

Deve satisfazer:

η : 0.231 ✓

O esforço atuante de cálculo desfavorável produz-se no nó P24, para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

V_{Ed} : Esforço transversal atuante de cálculo desfavorável.

V_{Ed} : 85.31 kN

O esforço transversal resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ é dado por:

$V_{c,Rd}$: 369.95 kN

Em que:

A_v : Área transversal ao esforço transversal.

A_v : 18.05 cm²

Sendo:

A : Área bruta da secção transversal da barra.

A : 53.80 cm²

b : Largura da secção.

b : 200.00 mm

t_f : Espessura do banzo.

t_f : 10.00 mm

t_w : Espessura da alma.

t_w : 6.50 mm

r : Raio de concordância entre banzo e alma.

r : 18.00 mm

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

f_{yd} : 355.00 MPa

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança do material.

γ_{M0} : 1.00

Encurvadura local por esforço transversal da alma: (Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artigo 5)

Embora não se tenham colocado rigidificadores transversais, não é necessário verificar a resistência à encurvadura local da alma, uma vez que se verifica que:

20.62 < 48.82 ✓

Em que:

λ_w : Esbelteza da alma.

λ_w : 20.62

Viga V7

$\lambda_{\text{máx}}$: Esbelteza máxima.

$\lambda_{\text{máx}}$: 48.82

η : Coeficiente que permite considerar uma resistência adicional em regime plástico devida ao endurecimento por deformação do material.

η : 1.20

ε : Coeficiente de redução.

ε : 0.81

Sendo:

f_{ref} : Tensão de cedência de referência.

f_{ref} : 235.00 MPa

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

Resistência ao momento fletor Y e esforço transverso Z combinados (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.8)

Não é necessário reduzir a resistência de cálculo à flexão, já que o esforço transverso atuante de cálculo desfavorável V_{Ed} não é superior a 50% da resistência de cálculo a esforço transverso $V_{\text{c,Rd}}$.

85.31 kN ≤ 184.98 kN ✓

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações $1.35 \cdot \text{PP} + 1.35 \cdot \text{RP} + 1.5 \cdot \text{Qa(C)}$.

V_{Ed} : Esforço transverso atuante de cálculo desfavorável.

V_{Ed} : 85.31 kN

$V_{\text{c,Rd}}$: Esforço transverso resistente de cálculo.

$V_{\text{c,Rd}}$: 369.95 kN

Resistência à torção (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.7)

Deve satisfazer:

η : 0.138 ✓

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância de 5.701 m do nó P24, para a combinação de acções $1.35 \cdot \text{PP} + 1.35 \cdot \text{RP} + 1.5 \cdot \text{Qa(C)}$.

$M_{\text{T,Ed}}$: Momento torsor actuante de cálculo desfavorável.

$M_{\text{T,Ed}}$: 0.60 kN·m

O momento torsor resistente de cálculo $M_{\text{T,Rd}}$ é dado por:

$M_{\text{T,Rd}}$: 4.31 kN·m

Em que:

Viga V7

W_T : Módulo de resistência à torção.

W_T : 21.05 cm³

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

f_{yd} : 355.00 MPa

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança do material.

γ_{M0} : 1.00

Resistência ao esforço transversal Z e momento torsor combinados (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Artigo 6.2.7)

Deve satisfazer:

η : 0.231 ✓

Os esforços atuantes de cálculo desfavoráveis produzem-se no nó P24, para a combinação de ações 1.35·PP+1.35·RP+1.5·Qa(C).

V_{Ed} : Esforço transversal atuante de cálculo desfavorável.

V_{Ed} : 85.31 kN

$M_{T,Ed}$: Momento torsor atuante de cálculo desfavorável.

$M_{T,Ed}$: 0.03 kN·m

O esforço transversal resistente de cálculo reduzido $V_{pl,T,Rd}$ é dado por:

$V_{pl,T,Rd}$: 369.00 kN

Em que:

$V_{pl,Rd}$: Esforço transversal resistente de cálculo.

$V_{pl,Rd}$: 369.95 kN

$\tau_{T,Ed}$: Tensões tangenciais por torção.

$\tau_{T,Ed}$: 1.32 MPa

Sendo:

W_T : Módulo de resistência à torção.

W_T : 21.05 cm³

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

f_{yd} : 355.00 MPa

Sendo:

f_y : Tensão de cedência. (Eurocódigo 3 NP EN 1993-1-1/NA: 2010, Tabela 3.1)

f_y : 355.00 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança do material.

γ_{M0} : 1.00

Viga V7

. VERIFICAÇÕES DE FLECHA

Instantânea (Característica)	Instantânea (Quase permanente)	Ativa (Característica)	Estado
$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/250$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/300$	
$f_{i,tot,max}: 2.99 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 22.87 \text{ mm}$	$f_{i,tot,max}: 2.65 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 22.87 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 1.76 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 19.05 \text{ mm}$	VERIFICA

Flecha total instantânea para a combinação "Característica" de ações

A flecha máxima produz-se na secção "2.89 m" para a combinação de ações:
Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+Sobrecarga (Utilização C)

$$2.99 \text{ mm} \leq 22.87 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,tot,lim}$: limite estabelecido para a flecha total instantânea
 $f_{i,tot,lim} = L/250$
L: comprimento de referência

$$f_{i,tot,lim} : \underline{22.87} \text{ mm}$$

$$L : \underline{5.72} \text{ m}$$

$f_{i,tot,max}$: valor máximo da flecha total instantânea

$$f_{i,tot,max} : \underline{2.99} \text{ mm}$$

Flecha total instantânea para a combinação "Quase permanente" de ações

A flecha máxima produz-se na secção "2.89 m" para a combinação de ações:
Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.6Sobrecarga (Utilização C)

$$2.65 \text{ mm} \leq 22.87 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,tot,lim}$: limite estabelecido para a flecha total instantânea
 $f_{i,tot,lim} = L/250$
L: comprimento de referência

$$f_{i,tot,lim} : \underline{22.87} \text{ mm}$$

$$L : \underline{5.72} \text{ m}$$

$f_{i,tot,max}$: valor máximo da flecha total instantânea

$$f_{i,tot,max} : \underline{2.65} \text{ mm}$$

Flecha ativa a partir do instante "3 meses", para a combinação de ações "Característica"

A flecha máxima produz-se na secção "2.89 m" para a combinação de ações:
Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+Sobrecarga (Utilização C)

$$1.76 \text{ mm} \leq 19.05 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: limite estabelecido para a flecha ativa
 $f_{A,lim} = L/300$
L: comprimento de referência

$$f_{A,lim} : \underline{19.05} \text{ mm}$$

$$L : \underline{5.72} \text{ m}$$

Viga V7

$f_{A,max}$: flecha ativa máxima produzida a partir do instante "3 meses"

$$f_{A,max} = f_T - f_i (t = t_{ed})$$

f_T : flecha instantânea máxima

$f_i (t = t_{ed})$: flecha instantânea no instante $t = t_{ed}$

t_{ed} : Construção do elemento não estrutural

$$\mathbf{f_{A,max}} : \underline{1.76} \text{ mm}$$

$$\mathbf{f_T} : \underline{2.99} \text{ mm}$$

$$\mathbf{f_i (t = t_{ed})} : \underline{1.23} \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_{ed}} : \underline{3 \text{ meses}}$$