

REAValiação DA SEGURANÇA ESTRUTURAL E ESTUDO DA REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO

VICTÓRIA FERSURA ERTHAL

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JULHO DE 2020

MESTRADO EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mestec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e avós

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

Este agradecimento é para todos, que direta ou indiretamente, me incentivaram a concluir esta dissertação, a qual tenho muito orgulho.

Primeiramente, gostaria de agradecer todo apoio, disponibilidade e boa vontade que o professor e orientador Abel Henriques depositou a mim e ao nosso tema. Apesar de todas as circunstâncias penosas devido a pandemia do Covid-19, o professor Abel sempre garantiu um atendimento a distância de qualidade e estava solícito para me ajudar em questões que enfrentava dificuldade.

Gostaria de agradecer especialmente aos meus pais, Marcelo Erthal e Maria Antônia Fersura, por dedicarem as suas vidas para que tivesse uma educação de qualidade desde o início dos meus estudos aos 3 anos de idade até os dias atuais. Ao meu pai, em particular, agradeço pelos incentivos, pela compreensão da minha ausência em alguns momentos devido ao trabalho árduo que exige fazer uma dissertação e por estar sempre ao meu lado, em todos os momentos da minha vida.

A minha mãe, *in memoriam*, me faltam palavras para dizer o quão importante você é na minha vida. Sei que está com um sorriso radiante no rosto e muito orgulhosa por essa conquista de ser mestre em Estruturas de Engenharia Civil. Você é a minha fonte inesgotável de força e exemplo, e eu te amo profundamente. Esta dissertação é para você.

Agradeço as minhas avós, Maria Lêda e Maria Lúcia, por serem avós tão presentes em minha vida, mesmo em fase de isolamento social. Sou imensamente grata a Deus por ele ter me presenteado com vocês em minha vida.

Lembro-me dos primos, tias e tios, em especial a minha tia Roberta, sempre tão atenciosa e amorosa. Não poderia deixar de mencionar a minha Melzinha (*in memoriam*), meu animal de estimação, que desde os meus 8 anos sempre foi a minha melhor companhia.

Aos amigos do mestrado, que me acompanharam desde o início nesta jornada tão distante do nosso país, meu profundo agradecimento. Lembro saudosista dos nossos estudos em grupo, que não apenas nos ajudaram (e muito) em termos de aprendizado, mas também trouxeram boas risadas e maravilhosas lembranças. Serei sempre grata por ter conhecido vocês e desejo que possamos manter essa amizade que construímos. Aos amigos da vida, minha gratidão por partilharmos tantos momentos bons juntos e por deixarem a minha vida mais leve.

Não poderia deixar de agradecer a todos os funcionários da FEUP, em especial aos professores, por todo conhecimento transmitido, pela atenção e dedicação nesta profissão tão árdua, mas tão gratificante.

Por fim, agradeço a Deus por ter me dado saúde e força para superar todas as dificuldades, e por nunca ter me abandonado, mesmo nos momentos mais difíceis que enfrentei.

RESUMO

A reavaliação da segurança de estruturas existentes é um estudo complexo, mas que vem ganhando cada vez mais importância na Engenharia Estrutural. As estruturas, ao longo de sua vida útil de projeto, estão suscetíveis a problemas patológicos que podem ocorrer devido a diversos fatores, como por exemplo a falta de manutenção nas construções, alteração do uso, inadequação das ações à realidade, apresentação de deteriorações graves ou ainda alteração do seu tempo de vida útil. Ao verificar alguma dessas situações ou a combinação destas, deve-se reavaliar as condições atuais da estrutura de forma a garantir a sua segurança.

O aumento da importância acerca do tema fez com que chegasse a conclusão de que as normas de betão são inadequadas para análise de estruturas existentes, pois estas normas destinam-se sobretudo ao dimensionamento de estruturas ainda por construir. Os coeficientes parciais de segurança presentes nestes códigos são demasiadamente conservativos, acarretando soluções de intervenções mais caras, ou ainda desnecessárias. Desta forma, estudos estão sendo desenvolvidos de forma a implementar uma metodologia destinada a estruturas existentes.

Esta dissertação pretende, portanto, contribuir para o desenvolvimento desta metodologia de análise, na qual faz-se uma avaliação da fiabilidade estrutural através de uma análise probabilística. Trata-se de uma abordagem racional e prática, em que são considerados as variabilidades dos parâmetros estruturais de novas situações.

Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura existente é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios, análises e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em Engenharia Estrutural e também conhecimentos sobre os materiais de construção empregados, de forma a identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura. Com a intenção de discutir este tema, apresenta-se nesta dissertação um estudo aprofundado acerca da segurança de estruturas de betão armado, bem como um exemplo prático de avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança.

Neste exemplo, estudou-se um edifício de betão armado construído há cerca de 40 anos, porém abandonado durante a sua construção. Portanto, trata-se de um edifício que se encontra deteriorado devido a corrosão das armaduras presentes na estrutura. Aplicou-se a metodologia probabilística, através da redefinição dos coeficientes parciais de segurança, para reavaliar a estrutura existente, e constatou-se a não verificação da segurança da estrutura frente as ações atuantes. Desta forma, foi necessário o dimensionamento do reforço a ser aplicado aos elementos estruturais que não garantiram condições de segurança face às novas solicitações.

PALAVRAS-CHAVE: Metodologia de avaliação da segurança de estruturas existentes, Reabilitação de edifícios de betão armado, Redefinição dos coeficientes parciais de segurança, Técnicas de reforço, Anomalias em estruturas existentes de betão armado.

ABSTRACT

Safety reassessment of existing structures is a complex field of study with increasing importance in Structural Engineering. Throughout their lifespan, structures may present several pathological problems arising from multiple factors such as lack of proper maintenance, change in use, serious infrastructure deterioration or change in remaining service life. When assessing any of these situations or a combination of them, current structure conditions should be thoroughly evaluated in order to guarantee personal safety.

The ever-growing relevance of this subject led to the conclusion that concrete standards are inadequate for the analysis of existing structures because such standards are mainly intended for the design of structures yet to be built. The partial safety factors present in such codes are very conservative, leading to more expensive or even unnecessary intervention solutions. Thus, studies are being developed in order to implement a specific methodology for existing structures.

The present thesis intends to contribute to the development of this analysis methodology, in which an assessment of structural reliability is made through a probabilistic analysis. It constitutes a rational and practical approach, one that considers the variability of the structural parameters of new situations.

In light of the above, it is understood that analysing the safety of an existing structure is much more complex than simply introducing safety in the design of a new structure, for it requires preliminary inspection, testing, analysis and correct inspection. Solid knowledge and concepts of safety are imperative in Structural Engineering, as well as an understanding of construction materials, in order to correctly identify, control and consider the variability of the actions and resistances in the structure. For the purpose of discussing the previously mentioned subject, this thesis presents an in-depth study regarding the safety of reinforced concrete structures, as well as a case study on a safety evaluation to an existing structure.

The case study focuses on a reinforced concrete building built about 40 years ago but abandoned during its construction. It is therefore a deteriorated building due to corrosion of the structure's armour. Aiming to reassess the existing structure, the probabilistic methodology was applied using a redefinition of the partial safety coefficients and it was possible to conclude that the structure's safety against the active actions was deficient. Thus, it was necessary to dimension the reinforcement to be applied to the structural elements that did not guarantee the required safety conditions.

KEYWORDS: Safety assessment methodology for existing structures, Concrete buildings Rehabilitation, Redefinition of partial safety factors, Reinforcement techniques, Anomalies in existing reinforced concrete structures.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO PARA ESCOLHA DO TEMA	1
1.2. ASPETOS GERAIS	1
1.3. OBJETIVOS PROPOSTOS	2
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL	6
2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
2.2.2. INSPEÇÃO	6
2.2.3. DIAGNÓSTICO	7
2.3. ENSAIOS ESTRUTURAIS	8
2.3.1. ENSAIOS <i>IN SITU</i>	9
2.3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	11
2.4. PRINCIPAIS PATOLOGIAS OU ANOMALIAS	13
2.4.1. ANOMALIAS DECORRENTES DO PROCESSO DE CONSTRUÇÃO	14
2.4.2. ANOMALIAS ESTRUTURAIS	15
2.4.3. ANOMALIAS DE DURABILIDADE	17
3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. INCERTEZAS NA SEGURANÇA ESTRUTURAL	20
3.3. ESTADOS LIMITES	21
3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES	22

3.4.1. NÍVEL 0: MÉTODO DETERMINÍSTICO	22
3.4.2. NÍVEL 1: MÉTODO SEMI-PROBABILÍSTICO	23
3.4.3. NÍVEL 2: MÉTODO PROBABILÍSTICO APROXIMADO	23
3.4.4. NÍVEL 3: MÉTODO PURAMENTE PROBABILÍSTICO	23
3.5. DURABILIDADE DE UMA ESTRUTURA	23
3.5.1. DEFINIÇÃO	23
3.5.2. CONCEITO DE TEMPO DE VIDA ÚTIL	24
3.6. FIABILIDADE ESTRUTURAL	26
3.6.1. DEFINIÇÃO	26
3.6.2. PROBABILIDADE DE ROTURA.....	26
3.6.3. ÍNDICE DE FIABILIDADE.....	28
3.7. ABORDAGEM SEMI-PROBABILÍSTICA	32
3.7.1 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA	32
3.7.2. CARACTERIZAÇÃO DO TIPO DE INTERVENÇÃO	34
3.8. COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA	34
3.8.1. ESTRUTURA NOVA.....	35
3.8.1.1. Resistência dos materiais (R)	35
3.8.1.2. Efeito das ações (E)	36
3.8.2. ESTRUTURA EXISTENTE	37
3.8.2.1. Resistência dos materiais (R)	38
3.8.2.2. Efeito das ações (E)	38
3.8.3. REFORÇO ESTRUTURAL	38
3.8.3.1. Resistência dos materiais (R)	38
3.8.3.2. Efeito das ações (E)	39
3.8.4. TABELA RESUMO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA.....	39
 4. PROTEÇÃO, REPARAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL	 41
4.1. INTRODUÇÃO	41
4.2. TIPOLOGIAS DE INTERVENÇÃO	42
4.3. PRINCÍPIOS DA INTERVENÇÃO	42
4.4. MATERIAIS USADOS NA REABILITAÇÃO/REFORÇO DE ESTRUTURAS.....	43
4.5. TÉCNICAS DE PROTEÇÃO	44

4.6. TÉCNICAS DE REPARAÇÃO	45
4.7. INTERVENÇÃO ATRAVÉS DO REFORÇO ESTRUTURAL	47
4.7.1. REFORÇO POR MEIO DE ENCAMISAMENTO EM BETÃO ARMADO	48
4.7.1.1. Definição do reforço e sua aplicação.....	48
4.7.1.2. Vantagens e desvantagens.....	49
4.7.1.3. Metodologia de aplicação	49
4.7.1.4. Encamisamento em lajes maciças	50
4.7.1.5. Encamisamento em vigas.....	50
4.7.1.6. Encamisamento em pilares.....	50
4.7.1.7. Encamisamento em paredes estruturais	51
4.7.2. REFORÇO POR ADIÇÃO DE CHAPAS COLADAS	51
4.7.2.1. Definição do reforço e sua aplicação.....	51
4.7.2.2. Vantagens e desvantagens.....	52
4.7.2.3. Metodologia de aplicação	52
4.7.3. REFORÇO UTILIZANDO COMPÓSITOS EM FIBRA FRP	53
4.7.3.1. Definição do reforço.....	53
4.7.3.2. Fibras de carbono (CFRP)	54
4.7.3.3. Fibras de vidro (GFRP).....	54
4.7.3.4. Fibras de aramida (AFRP)	55
4.7.3.5. Comparação de propriedades básicas das fibras	55
4.7.3.6. Sistemas de reforço em CFRP.....	55
4.7.3.7. Metodologia de aplicação	56
4.7.3.8. Aplicação do reforço	57
4.7.4. REFORÇO POR INTRODUÇÃO DE PERFIS METÁLICOS	58
4.7.4.1. Definição do reforço e sua aplicação.....	58
4.7.4.2. Vantagens e desvantagens.....	58
 5. EXEMPLO PRÁTICO: ESTUDO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM BETÃO ARMADO	 59
5.1. INTRODUÇÃO	59
5.2. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO.....	59
5.3. SOLUÇÃO ESTRUTURAL	62
5.3.1. MATERIAIS ESTRUTURAIS.....	62

5.3.2. AÇÕES NO EDIFÍCIO	62
5.3.2.1. Cargas verticais.....	62
5.3.2.2. Ação do vento.....	62
5.3.2.3. Ação de neve e fogo.....	63
5.3.2.4. Ação sísmica.....	63
5.3.3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	70
5.3.3.1. Planta estrutural	70
5.3.3.2. Dimensionamento estrutural das lajes.....	71
5.3.3.3. Dimensionamento estrutural das vigas.....	73
5.3.3.4. Dimensionamento estrutural dos pilares.....	74
5.4. REAVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA EXISTENTE	77
5.4.1. LAJES	78
5.4.1.1. Esforços atuantes.....	78
5.4.1.2. Esforços resistentes	79
5.4.1.3. Coeficientes de estrutura nova <i>versus</i> coeficientes de estrutura existente.....	88
5.4.2. VIGAS	90
5.4.2.1. Esforços atuantes.....	90
5.4.2.2. Esforços resistentes	92
5.4.2.3. Coeficientes de estrutura nova <i>versus</i> coeficientes de estrutura existente.....	98
5.4.3. PILARES	99
5.4.3.1. Esforços atuantes.....	99
5.4.3.2. Esforços resistentes	101
5.4.3.3. Coeficientes de estrutura nova <i>versus</i> coeficientes de estrutura existente.....	106
5.5. REFORÇO ESTRUTURAL	109
5.5.1. LAJES	110
5.5.1.1. Esforços atuantes.....	110
5.5.1.2. Esforços resistentes	111
5.5.2. VIGAS	120
5.5.2.1. Esforços atuantes.....	120
5.5.2.2. Esforços resistentes	122
5.5.3. PILARES	128
5.5.3.1. Esforços atuantes.....	129
5.5.3.2. Esforços resistentes	131

5.6. RESUMO DAS ARMADURAS ADOTADAS NO REFORÇO ESTRUTURAL	134
5.6.1. LAJES	134
5.6.2. VIGAS	136
5.6.3. PILARES	138
5.7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DO REFORÇO	140
 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	 141
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 143

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Ensaio de Pull-Off [12].....	9
Fig. 2.2 – Pistola de Windsor para medir a resistência à penetração [11].....	9
Fig. 2.3 – Ensaio de ultra-sons no betão [11].....	10
Fig. 2.4 – Ensaio com esclerómetro [13].....	10
Fig. 2.5 – Ensaio de pacometria [14]	10
Fig. 2.6 – Ensaio de fenolftaleína [16].....	10
Fig. 2.7 – Ensaio de identificação dinâmica [10]	11
Fig. 2.8 – Ensaio de carga em um pavimento de betão armado [10]	11
Fig. 2.9 – Medição do potencial de corrosão [18].....	11
Fig. 2.10 – Ensaio de rotura por tração [18].....	11
Fig. 2.11 - Carga de compressão axial em um carote cilíndrico de betão [18]	12
Fig. 2.12 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade [18]	12
Fig. 2.13 – Amostras para avaliação da retração do betão [18].....	12
Fig. 2.14 – Ensaio de absorção de água por capilaridade [18]	12
Fig. 2.15 – Ensaio de imersão [18]	12
Fig. 2.16 – Ensaio de permeabilidade à água [18]	13
Fig. 2.17 – Difusão [18]	13
Fig. 2.18 – Migração [18].....	13
Fig. 2.19 – Betão segregado [18]	14
Fig. 2.20 – Vazios no betão [18]	14
Fig. 2.21 – Irregularidade do perfil do pilar [18].....	14
Fig. 2.22 – Deficiente junta de betonagem [18].....	14
Fig. 2.23 – Mancha de coloração	15
Fig. 2.24 – Fissuras devido ao aumento da temperatura [18].....	15
Fig. 2.25 - Fendilhação devido a retração do betão [18].....	15
Fig. 2.26 – Fissuras de assentamento [18]	15
Fig. 2.27 – Rotura por tração simples [18]	16
Fig. 2.28 – Rotura por compressão simples [18]	16
Fig. 2.29 – Fissuração associada à flexão sem esforço transversal [18]	16
Fig. 2.30 - Fissuração associada à flexão com esforço transversal [18].....	16
Fig. 2.31 – Fissuração associada ao esforço transversal [18]	16

Fig. 2.32 – Fissuração associada a torção [18].....	16
Fig. 2.33 – Fissuras devido a carga excessiva [18].....	16
Fig. 2.34 - Fissuras provocada pela ação sísmica [18].....	16
Fig. 2.35 - Corrosão devido a carbonatação da armadura [18].....	17
Fig. 2.36 - Corrosão da armadura devido ao ataque de cloretos [18]	17
Fig. 2.37 - Manchas de ferrugem provocadas pela corrosão das armaduras [18].....	18
Fig. 2.38 - Fissuração devido ao ciclo de gelo/degelo [18]	18
Fig. 2.39 - Fissuração devido a reação álcalis-sílica [18]	18
Fig. 2.40 - Viga com betão desagregado [18]	18
Fig. 2.41 - Perda localizada de betão	18
Fig. 3.1 - Variação do desempenho de uma estrutura de betão armado ao longo do tempo [24].....	25
Fig. 3.2 - Representação gráfica da função de densidade de probabilidade conjunta parte I (adaptado de Haldar & Mahadevan, 2000) [30]	27
Fig. 3.3 - Representação gráfica da função de densidade de probabilidade conjunta parte II (adaptado de Delgado, 2002) [30]	27
Fig. 3.4 - Representação gráfica da função das funções fE e fR, simplificada [30]	28
Fig. 3.5 - Função densidade de probabilidade das ações [32].....	32
Fig. 3.6 - Função densidade de probabilidade das resistências [32].....	33
Fig. 4.1 - Utilização de resina epóxi nas fendas [44]	43
Fig. 4.2 - Argamassa pronta comercializada [44]	43
Fig. 4.3 - Betão projetado [44]	43
Fig. 4.4 – Armadura de reforço [44]	43
Fig. 4.5 - Perfil metálico no reforço de pilares [44]	44
Fig. 4.6 - Cabos de pré-esforço [44]	44
Fig. 4.7 - Impregnação para controle de humidade [45]	44
Fig. 4.8 - Pintura para proteção do betão [45].....	45
Fig. 4.9 - Proteção do betão com revestimentos [45]	45
Fig. 4.10 - Aplicação de produtos pastosos [45]	45
Fig. 4.11 - Junta selada [45]	45
Fig. 4.12 - Reparação de uma fenda passiva [45].....	46
Fig. 4.13 - Reparação de uma viga com grandes vazios no seu interior [45].....	46
Fig. 4.14 - Aplicação do betão projetado [45].....	47
Fig. 4.15 - Desagregação em uma laje de betão armado [45]	47
Fig. 4.16 - Passos de preparação das superfícies [45].....	49

Fig. 4.17 - Espessamento pela face inferior de uma laje maciça [45]	50
Fig. 4.18 - Espessamento pela face superior de uma laje maciça [45]	50
Fig. 4.19 - Reforço a flexão de uma viga [47].....	50
Fig. 4.20 - Reforço a flexão e ao esforço transversal de uma viga [47]	50
Fig. 4.21 - Encamisamento fechado do pilar [47]	51
Fig. 4.22 - Encamisamento aberto do pilar [47].....	51
Fig. 4.23 - Encamisamento ao longo de todo comprimento do pilar [47].....	51
Fig. 4.24 - Encamisamento de uma parede estrutural de betão armado [45].....	51
Fig. 4.25 - Reforço de uma viga ao esforço transversal através da colagem de chapas [45]	52
Fig. 4.26 - Reforço de uma laje à flexão através da colagem de chapas [45]	52
Fig. 4.27 - Sistema de pressão nas chapas metálicas de reforço coladas ao betão [45].....	53
Fig. 4.28 - Laminados em vigas para reforço a flexão [45]	54
Fig. 4.29 - Mantas em um pilar circular para reforço por confinamento [45].....	54
Fig. 4.30 - Componentes de um sistema laminado de CFRP e sua aplicação no reforço de uma laje [12].....	56
Fig. 4.31 - Manta unidirecional de CFRP e sua aplicação no reforço de uma laje [12].....	56
Fig. 4.32 - Reforço com fibra de carbono em lajes, vigas, paredes resistentes e pilares [51].....	57
Fig. 4.33 - Reforço de uma viga com a introdução de perfis metálicos [45]	58
Fig. 5.1 - Planta arquitetónica do rés do chão e destaque ao bloco A	60
Fig. 5.2 - Planta arquitetónica da sub cave	60
Fig. 5.3 - Planta arquitetónica do piso tipo.....	60
Fig. 5.4 - Alçado principal e destaque ao bloco A	61
Fig. 5.5 - Alçado posterior e destaque ao bloco A.....	61
Fig. 5.6 - Alçado lateral	61
Fig. 5.7 - Zoneamento sísmico em Portugal continental – Ação sísmica tipo I e tipo II, respetivamente [53].....	63
Fig. 5.8 - Planta estrutural do piso 0	71
Fig. 5.9 - Armaduras inferiores das lajes	72
Fig. 5.10 - Armaduras superiores das lajes.....	72
Fig. 5.11 - Solução estrutural das vigas V1 a V4.....	73
Fig. 5.12 - Solução estrutural das vigas V5 a V9.....	74
Fig. 5.13 - Solução estrutural dos pilares dos alinhamentos A e B	75
Fig. 5.14 - Solução estrutural dos pilares dos alinhamentos C e D.....	76
Fig. 5.15 - Solução estrutural dos pilares do alinhamento E.....	77

Fig. 5.16 - Momento fletor das lajes na direção x.....	78
Fig. 5.17 - Momento fletor das lajes na direção y.....	79
Fig. 5.18 - Momento fletor inferior das lajes.....	79
Fig. 5.19 - Momento fletor superior das lajes.....	79
Fig. 5.20 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,x,+}$	81
Fig. 5.21 - Diagrama parábola-retângulo de cálculo para tensão x deformação do betão [39].....	82
Fig. 5.22 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,x,-}$	84
Fig. 5.23 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,+}$	85
Fig. 5.24 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,-}$	87
Fig. 5.25 - Momento fletor redistribuído da viga V1 do 4º (penúltimo) piso.....	91
Fig. 5.26 - Esforço transversal da viga V1 do 4º (penúltimo) piso.....	91
Fig. 5.27 - Momento fletor da viga V7 do 4º (penúltimo) piso.....	91
Fig. 5.28 - Esforço transversal da viga V7 do 4º (penúltimo) piso.....	92
Fig. 5.29 - Armaduras da viga V1 no primeiro tramo e nos tramos restantes.....	93
Fig. 5.30 - Armadura inferior do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,+}$	94
Fig. 5.31 - Armadura superior do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,-}$	95
Fig. 5.32 - Armadura inferior dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,+}$	96
Fig. 5.33 - Armadura superior dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,-}$	97
Fig. 5.34 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de canto P35.....	100
Fig. 5.35 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar central P41.....	100
Fig. 5.36 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de bordo P56.....	101
Fig. 5.37 - Ábaco de flexão desviada para seções retangulares de aço A400 (Parte 1) [55].....	101
Fig. 5.38 - Ábaco de flexão desviada para seções retangulares de aço A400 (Parte 2 – Continuação) [55].....	102
Fig. 5.39 - Momento fletor das lajes na direção x.....	110
Fig. 5.40 - Momento fletor das lajes na direção y.....	111
Fig. 5.41 - Momento fletor inferior das lajes.....	111
Fig. 5.42 - Momento fletor superior das lajes.....	111

Fig. 5.43 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,x,+}$	113
Fig. 5.44 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,x,-}$	115
Fig. 5.45 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,+}$	117
Fig. 5.46 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,-}$	119
Fig. 5.47 - Momento fletor redistribuído da viga V1 do 4º (penúltimo) piso	121
Fig. 5.48 - Esforço transversal redistribuído da viga V1 do 4º (penúltimo) piso	121
Fig. 5.49 - Momento fletor da viga V7 do 4º (penúltimo) piso	121
Fig. 5.50 - Esforço transversal da viga V7 do 4º (penúltimo) piso	122
Fig. 5.51 - Armaduras da viga V1 no primeiro tramo e nos tramos restantes.....	123
Fig. 5.52 - Armaduras inferiores do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,+}$	124
Fig. 5.53 - Armaduras superiores do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,-}$	125
Fig. 5.54 - Armaduras inferiores dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,+}$	126
Fig. 5.55 - Armaduras superiores dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,-}$	127
Fig. 5.56 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de canto P35.....	129
Fig. 5.57 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar central P41.....	130
Fig. 5.58 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de bordo P56	130
Fig. 5.59 - Armadura inferior de reforço das lajes	135
Fig. 5.60 - Armadura superior de reforço das lajes	135
Fig. 5.61 - Seção transversal e armaduras das vigas reforçadas V1 a V4.....	136
Fig. 5.62 - Seção transversal e armaduras das vigas reforçadas V5 a V9.....	137
Fig. 5.63 - Seção transversal e armaduras dos pilares reforçados dos alinhamentos A e B	138
Fig. 5.64 - Seção transversal e armaduras dos pilares reforçados dos alinhamentos C e D	139
Fig. 5.65 - Seção transversal e armaduras dos pilares reforçados do alinhamento E	140

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ensaaios in situ	9
Tabela 2.2 – Ensaaios de laboratório	11
Tabela 2.3 – Anomalias decorrentes do processo de construção	14
Tabela 2.4 – Anomalias estruturais	15
Tabela 2.5 – Anomalias de durabilidade	17
Tabela 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto [38]	24
Tabela 3.2 - Correlação probabilidade de rotura e índice de fiabilidade [30]	30
Tabela 3.3 - Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade β para estruturas novas [38]	30
Tabela 3.4 - Índice de fiabilidade para estruturas reforçadas (β_{up}) e existentes (β_0) [1]	31
Tabela 3.5 - Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade β para estruturas existentes	31
Tabela 3.6 - Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade β para o reforço estrutural	31
Tabela 3.7 - Relação entre o coeficiente de capacidade Φ e o grau de intervenção [43]	34
Tabela 3.8 - Resumo coeficientes parciais de segurança (Fonte: autor)	39
Tabela 4.1 – Materiais usados na reabilitação de estruturas	43
Tabela 4.2 – Principais técnicas de proteção em estruturas de betão armado	44
Tabela 4.3 – Principais técnicas de reparação em estruturas de betão armado	46
Tabela 4.4 - Propriedades das fibras de reforço [12]	55
Tabela 5.1 – Materiais estruturais	62
Tabela 5.2 – Cargas da estrutura	62
Tabela 5.3 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros [52]	63
Tabela 5.4 - Aceleração máxima de referência agR (m/s ²) nas várias zonas sísmicas [53]	64
Tabela 5.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo I [53]	64
Tabela 5.6 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo II [53]	64
Tabela 5.7 - Peso próprio dos pilares por piso	67
Tabela 5.8 - Peso total da estrutura	68
Tabela 5.9 - Forças horizontais por piso, por pórtico e por pilar do sismo tipo I	68
Tabela 5.10 - Forças horizontais por piso, por pórtico e por pilar do sismo tipo II	69
Tabela 5.11 - Esforço transversal por pilares na direção x considerando sismo tipo I	69

Tabela 5.12 - Esforço transversal por pilares na direção y considerando sismo tipo I	69
Tabela 5.13 - Esforço transversal por pilares na direção x considerando sismo tipo II	70
Tabela 5.14 - Esforço transversal por pilares na direção y considerando sismo tipo II	70
Tabela 5.15 - Momento resistente inferior das lajes L1 a L6	80
Tabela 5.16 - Momento resistente inferior das lajes L7 a L12	80
Tabela 5.17 - Momento resistente superior na direção x.....	81
Tabela 5.18 - Momento resistente superior na direção y.....	81
Tabela 5.19 - Momento resistente inferior das lajes L1 a L6 utilizando coeficientes de uma estrutura nova.....	89
Tabela 5.20 - Momento resistente inferior das lajes L7 a L12 utilizando coeficientes de uma estrutura nova.....	89
Tabela 5.21 - Momento resistente superior das lajes na direção x utilizando coeficientes de uma estrutura nova.....	90
Tabela 5.22 - Momento resistente superior das lajes na direção y utilizando coeficientes de uma estrutura nova.....	90
Tabela 5.23 - Mrd e Vrd,c das vigas V1 a V4 para diferentes níveis de corrosão	92
Tabela 5.24 - Mrd e Vrd,c das vigas V5 a V9 para diferentes níveis de corrosão	93
Tabela 5.25 - Mrd e Vrd,c das vigas V1 a V4 utilizando coeficientes de uma estrutura nova	98
Tabela 5.26 - Mrd e Vrd,c das vigas V5 a V9 utilizando coeficientes de uma estrutura nova	99
Tabela 5.27 - Momento fletor resistente e atuantes dos pilares da estrutura	103
Tabela 5.28 - Momento fletor resistente e atuantes dos pilares da estrutura utilizando coeficientes de uma estrutura nova	106
Tabela 5.29 - Momento resistente inferior das lajes reforçadas L1 a L6	112
Tabela 5.30 - Momento resistente inferior das lajes reforçadas L7 a L12	112
Tabela 5.31 - Momento resistente superior das lajes reforçadas na direção x.....	112
Tabela 5.32 - Momento resistente superior das lajes reforçadas na direção y.....	113
Tabela 5.33 - Esforços resistentes e atuantes das vigas reforçadas V1 a V4.....	122
Tabela 5.34 - Esforços resistentes e atuantes das vigas reforçadas V5 a V9.....	123
Tabela 5.35 - Momento fletor resistente e atuantes dos pilares da estrutura reforçada	132

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

EC0 – Eurocódigo 0

EC2 – Eurocódigo 2

EC1-4 – Eurocódigo 1 – Parte 4

EC8-1 – Eurocódigo 8 – Parte 1

FIB – Fédération Internationale du Béton

ISO – International Organization for Standardization

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

ASTM – American Society for Testing and Materials

CEB – Comité Euro-International du Béton

FRP – Fiber Reinforced Polymer

JCI – Japan Concrete Institute

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

DT – Ensaio de índole destrutiva

MDT – Ensaio de índole medianamente destrutiva

NDT – Ensaio de índole não destrutiva

Fig. - Figura

f_{ck} – Tensão de compressão característica no betão

f_{cm} – Tensão de compressão média no betão

δ – Desvio padrão

I – Absorção de água por unidade de área

a – Coeficiente de absorção

t – Tempo em minutos

M1 – Peso amostra totalmente seca [g]

M2 – Peso amostra molhada [g]

A – Absorção de água

°C – graus Celsius

ELU – Estado limite último

ELS – Estado limite de utilização ou de serviço

R – Variável aleatória que representa a capacidade resistente de uma estrutura

E – Variável aleatória que representa o efeito das ações na estrutura

Z – Variável aleatória que representa a condição fronteira entre o domínio da segurança e de rotura

P_f – Probabilidade de rotura/falha

$f_{R,E}$ – Função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e E

f_R – Função densidade de probabilidade da variável R

f_E – Função densidade de probabilidade da variável E

F_R – Função de distribuição cumulativa da variável R

β – Índice de fiabilidade

FOSM – First Order Second Moment Reliability Method

FORM – First Order Reliability Method

SORM – Second Order Reliability Method

μ_Z – Média da variável aleatória Z

μ_R – Média da variável aleatória R

μ_E – Média da variável aleatória E

σ_Z – Desvio padrão da variável aleatória Z

σ_R – Desvio padrão da variável aleatória R

σ_E – Desvio padrão da variável aleatória E

Φ – Distribuição normal reduzida

CC – Classe de consequência

β_0 – Índice de fiabilidade para estrutura existente

β_{up} – Índice de fiabilidade para estrutura que precisa de reforço

γ_F – Coeficiente de segurança das ações

γ_M – Coeficiente de segurança da resistência

E_d – Valor de cálculo das ações

E_k – Valor característico das ações

R_d – Valor de cálculo da resistência

R_k – Valor característico da resistência

k_E – Constante das ações que vale 1,645

V_E – Coeficiente de variação das ações

k_R – Constante das resistências que vale 1,645

V_R – Coeficiente de variação das resistências

γ_C – Coeficiente parcial de segurança do betão

γ_S – Coeficiente parcial de segurança do aço

γ_G – Coeficiente para as ações permanentes

γ_Q – Coeficiente para as ações variáveis

γ_{Rd1} – Coeficiente que denota o fator parcial responsável pelas incertezas do modelo

γ_{Rd2} – Coeficiente que contabiliza as incertezas geométricas

γ_m – Coeficiente que contabiliza a variabilidade do material e incertezas estatísticas

$\gamma_{Ed,g}$ - Coeficiente que denota o fator parcial responsável pela incerteza do modelo para as ações permanentes (1,05)

$\gamma_{Ed,q}$ - Coeficiente que denota o fator parcial responsável pela incerteza do modelo para as ações variáveis (1,10)

a_{gR} – Aceleração máxima de referência [m/s^2]

a_g – Aceleração [m/s^2]

γ_I – Coeficiente de importância

F_b – Força de corte sísmica na base [kN]

T_1 - Período de vibração fundamental [s]

H – Altura do edifício [m]

$S_d(T)$ – Espectro de cálculo [m/s^2]

λ - Fator de correção

m – Massa total do edifício [kN/m/s²]

F_i – Força horizontal por piso [kN/piso]

G_k – Valor característico das ações permanentes [kN/m²]

Q_k – Valor característico das ações variáveis [kN/m²]

f_{cd} – Tensão de cálculo no betão [kPa]

f_{syd} – Tensão de cálculo no aço [kPa]

f_{syk} – Tensão característica no betão [kPa]

F_c – Força de compressão no betão [kN]

$F_{s,inf}$ – Força na armadura inferior [kN]

$F_{s,sup}$ – Força na armadura superior [kN]

ε_s – Deformação na armadura (‰)

E_s – Módulo de elasticidade do aço [GPa]

$A_{s,inf}$ – Área de aço na armadura inferior [cm²]

$A_{s,sup}$ – Área de aço na armadura superior [cm²]

$M_{rd, +}$ - Momento fletor resistente inferior [kN.m]

M_{rd} – Momento fletor resistente superior [kN.m]

$V_{rd,c}$ – Esforço transversal resistente [kN]

M_{sd} – Momento fletor atuante na estrutura [kN.m]

$V_{sd,c}$ – Esforço transversal atuante na estrutura [kN]

$\omega, \eta, \nu, \mu_x, \mu_y$ – Corresponde aos índices presentes no ábaco REBAP-83

A_s – Área de aço do pilar [cm²]

A_c – Área da seção transversal do pilar [cm²]

$M_{rd,ref}$ – Momento fletor resistente da estrutura reforçada [kN.m]

F_{sr} – Força na armadura do reforço [kN]

$A_{s,ref}$ – Área de aço na armadura de reforço [cm²]

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO PARA ESCOLHA DO TEMA

Em Portugal, a maior parte das estruturas recentes foram construídas com betão armado. A formação dos engenheiros civis nacionais continua, ainda hoje, voltada para a conceção e dimensionamento de estruturas novas utilizando este material. No entanto, se torna cada vez mais imprescindível o conhecimento na área da intervenção estrutural em edifícios existentes. Em razão disso, o tema da dissertação “Reavaliação da segurança estrutural e estudo da reabilitação de edifício de betão armado” particularmente é de grande interesse. Trata-se de um ramo muito importante e de grande relevância no cenário atual português e europeu, em virtude do continente prezar pela manutenção de construções antigas de forma a manter a originalidade do projeto e ser uma opção benéfica economicamente, tendo em vista que a escolha pela demolição ou substituição por novas estruturas conduz a custos muito mais elevados. Diante deste cenário, é essencial que o estudo acerca do tema seja cada vez mais ampliado perante os engenheiros, consciencializando-os da necessidade de reparar, reabilitar e reforçar as estruturas de betão armado que atingiram ou estão a atingir o fim da sua vida útil de projeto.

1.2. ASPETOS GERAIS

O betão armado é o material da construção civil mais utilizado em todo o mundo. O fato de ser um material durável, de ótima resistência à compressão, de fácil execução e aplicação, resistente ao fogo e ao desgaste mecânico e ainda económico em termos de custo a sua aquisição fez com que a sua utilização na construção civil se tornasse massiva.

Entretanto, o betão armado não pode ser idealizado como um material de construção perfeito, visto que o mesmo é passível ao aparecimento de anomalias devido ao seu envelhecimento. Essas degradações prejudicam não apenas a segurança da estrutura, mas também o aspeto visual e a funcionalidade do edifício, sendo a manutenção periódica uma atividade imprescindível a ser feita ao longo da vida útil da estrutura.

A avaliação destas estruturas existentes não é uma tarefa simples, pois depende de diversos fatores e incertezas. Constatou-se que a utilização das normas de dimensionamento de estruturas de betão armado não são as mais adequadas para estas verificações, visto que são normas dedicadas a estruturas novas, e, portanto, a sua utilização traduz a uma análise demasiadamente conservadora. Como consequência, surgiu a necessidade de desenvolver novas metodologias especializadas e mais apropriadas à avaliação da segurança de estruturas existentes. Assim, empregou-se uma avaliação da fiabilidade estrutural com base em metodologias probabilísticas, em que são consideradas as variabilidades dos parâmetros estruturais de novas situações. Em termos práticos, redefiniu-se os coeficientes parciais de segurança

tanto a nível das ações quanto da resistência para três fases da vida útil da estrutura: para estruturas novas, para estruturas existentes e para estruturas reforçadas.

No caso da intervenção ser necessária, isto é, quando a estrutura existente não verifica a segurança frente as ações atuantes, deve-se fazer uma reparação, proteção e/ou reforço da estrutura. Trata-se de um processo complexo de procedimentos que se apresenta como um desafio que diverge de obra para obra. Este processo passa pela análise, planeamento, preparação e execução minuciosa e o mais detalhada possível de forma a obter uma intervenção bem-sucedida, uma vez que os edifícios de betão armado, sobretudo os mais antigos, apresentam frequentemente patologias estruturais e não estruturais que prejudicam o seu desempenho em termos de resistência e funcionalidade.

1.3. OBJETIVOS PROPOSTOS

Como já mencionado, a generalidade dos códigos atualmente em vigor em Portugal dirigem-se fundamentalmente para o dimensionamento de estruturas novas e não para a intervenção em construções já existentes, podendo nestas situações ser demasiado penalizadores. Tendo em vista esse contexto, apoiou-se em normas que abordam o tema para realização deste trabalho, como por exemplo, FIB 80 [1], ISO 2394 [2] e ISO 13822 [3].

Será desenvolvido uma metodologia destinada à avaliação da segurança de estruturas existentes, de forma a obter os novos coeficientes de segurança, tanto para uma estrutura existente quanto para uma estrutura reforçada, tendo em vista que os coeficientes de segurança descritos no Eurocódigo 0 (EC0) [26] são indicados para uma estrutura nova. Deste modo, será exposto uma metodologia probabilística que emprega uma análise de fiabilidade estrutural. Entende-se esta metodologia como sendo apropriada, prática e eficiente para avaliar a segurança de estruturas existentes.

Além disso, será abordado nesta dissertação o processo de inspeção e diagnóstico estrutural, incluindo os ensaios necessários para avaliação de estruturas e as principais patologias que podem ocorrer em estruturas de betão armado. Também será abordado as medidas de reforço que podem ser aplicadas nos elementos estruturais que não verifiquem a segurança. Serão ponderadas as opções de reforço mais usuais e as mais indicadas a usar para cada caso de patologia.

Por fim, será estudado um exemplo prático da reavaliação e reabilitação de um edifício de betão armado afim de se exemplificar toda a teoria descrita ao longo do documento e aplicar a metodologia desenvolvida.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos. Nesta seção será apresentado uma descrição de cada um destes capítulos.

Capítulo 1

O primeiro capítulo destina-se a uma introdução acerca do tema. São abordados a motivação e os aspetos gerais mais relevantes sobre a avaliação da segurança de estruturas existentes. Além disso, são descritos os objetivos a serem cumpridos ao longo desta dissertação.

Capítulo 2

Este capítulo consiste nas análises do comportamento de uma estrutura de betão armado. Serão abordados os principais pontos para que se tenha um relatório de inspeção e diagnóstico fiel as condições atuais da estrutura existente e também serão apresentados os ensaios *in situ* e em laboratório que usualmente são utilizados para inspecionar o estado das estruturas, de forma a detetar a gravidades das anomalias que possam existir. Ademais, este capítulo abordará as principais patologias ou anomalias presentes em estruturas de betão armado, que podem ser devido a processos de construção, causas estruturais ou ainda em virtude da durabilidade dos materiais.

Capítulo 3

Este capítulo refere-se à avaliação da segurança de estruturas existentes através do desenvolvimento de uma metodologia probabilística. Serão redefinidos os coeficientes parciais de segurança, tanto a nível das ações quanto para a resistência em estruturas novas, existentes e reforçadas. Além disso, serão abordados neste capítulo conceitos fundamentais associados à avaliação da segurança estrutural, como por exemplo as incertezas associadas ao sistema estrutural, níveis de fiabilidade, estados limites últimos e de serviço, durabilidade e vida útil de uma estrutura, entre outros conceitos importantes acerca do tema.

Capítulo 4

Este capítulo consiste na abordagem de medidas mais utilizadas para a proteção, reparação e reforço estrutural. Em relação as técnicas de reforço, serão descritas as mais usuais: encamisamento com betão armado, colagem de chapa/perfil metálico e utilização de sistema FRP. Para cada uma destas técnicas, serão descritos os aspetos mais relevantes, como por exemplo, os benefícios da utilização do reforço, a metodologia de aplicação e as vantagens e desvantagens da sua adoção. Além disso, serão abordados as tipologias de intervenção e os princípios que devem ser seguidos de forma a se obter uma intervenção bem-sucedida.

Capítulo 5

Este capítulo, com uma abordagem totalmente prática, destina-se ao estudo de um edifício de betão armado após a teoria acerca do tema ter sido exposta nos capítulos anteriores. O exemplo refere-se a um edifício residencial de betão armado construído à cerca de 40 anos, com níveis altos de corrosão em todos os elementos estruturais, visto que o mesmo foi abandonado antes mesmo da sua conclusão. Será avaliado a segurança da estrutura existente com a introdução dos novos coeficientes parciais de segurança obtidos no capítulo 3. De forma comparativa, serão recalculados os esforços com a utilização dos coeficientes usuais fornecidos nos Eurocódigos, referentes a uma estrutura nova, para comprovar que os procedimentos existentes do projeto de estruturas novas não são os mais adequados para verificar estruturas existentes. Por fim, utilizando os coeficientes parciais de uma estrutura reforçada, serão dimensionados os reforços em elementos estruturais que não verifiquem a segurança, de forma a aumentar a capacidade resistente da estrutura e torná-la segura frente aos esforços atuantes.

Capítulo 6

Este capítulo final refere-se as conclusões principais deste trabalho, realçando os aspetos mais importantes. Apontam-se também algumas possíveis direções para desenvolvimento futuro acerca do tema.

2

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO

2.1. INTRODUÇÃO

O surgimento de problemas patológicos numa estrutura de betão está relacionado com diversos fatores, sendo muitas vezes a decorrência de um conjunto destes que desencadeia anomalias na edificação. Portanto, é de grande importância o conhecimento destes fatores, pois para se determinar quais as medidas devam ser tomadas diante de uma estrutura que apresenta alguma manifestação patológica, é necessário conhecer o correto diagnóstico dessa anomalia, para que se possa agir de forma eficiente, proporcionando uma recuperação adequada ao tipo de problema apresentado [4].

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 5674 [5], a manutenção significa “um conjunto de atividades a serem realizadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes para atender às necessidades e segurança dos usuários”. Trata-se de uma atividade que deverá ser desempenhada por profissionais habilitados, de forma a prolongar a vida útil da edificação e elevar o seu desempenho ao longo do tempo.

Entretanto, toda estrutura está suscetível ao aparecimento de problemas que afetam sua integridade, ainda mais aquelas já existentes com uma vida útil considerável. Por vezes, nota-se o aparecimento de sinais externos indicando que algo não está correto, ou ainda estes sintomas podem ser imperceptíveis à maioria dos leigos. Desta forma, é necessário um estudo aprofundado acerca destas anomalias, com o objetivo de diagnosticar precisamente aquela manifestação ou problema patológico.

Para se efetuar um diagnóstico correto de uma manifestação patológica, é preciso que se faça inicialmente uma avaliação do comportamento estrutural através de uma adequada inspeção prévia do local, possivelmente complementada com ensaios *in situ* e de laboratório de forma a auxiliar no diagnóstico [6].

Na fase da inspeção são colhidos dados, identificando todos os sintomas observados, bem como sua localização e intensidade. Então, é feita uma análise destes dados, onde é necessário verificar a influência de cada informação no comportamento global da construção. Nesta etapa, é imprescindível um profissional experiente, com profundo conhecimento teórico do comportamento estrutural e dos materiais frente aos diversos agentes agressivos.

Qualquer projeto de reabilitação deverá ser executado segundo uma avaliação rigorosa da estrutura existente, e para um bom diagnóstico da anomalia presente, é necessário que se conheça suas formas de manifestação (sintomas), os processos de surgimento (mecanismos), os agentes desencadeadores desses

processos (causas) e em que etapa da vida da estrutura teve origem o problema. Quanto mais cedo se prever determinado problema na estrutura, mais fácil e económica será a intervenção [4].

Este capítulo abordará os procedimentos de inspeção e técnicas de ensaio adequadas para que se possa caracterizar o real estado da estrutura de forma precisa, com um diagnóstico completo de suas patologias de comportamento estrutural. Além disso, serão descritas as principais anomalias que aparecem em estruturas de betão armado.

2.2. INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL

2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O estudo de estruturas existentes representa uma das áreas de maior crescimento dentro do ramo da engenharia civil. Sob ponto de vista da estabilidade estrutural, deve-se avaliar as condições de segurança da construção, e se for necessário, realizar intervenções de reabilitação e/ou reforço.

Independente da necessidade ou não de se intervir em uma estrutura, deve-se previamente realizar a inspeção e o diagnóstico do edifício pois são ações essenciais que permitem o reconhecimento histórico, fotográfico e geométrico do material e da estrutura, além de observar-se a extensão do dano. Em suma, o trabalho da inspeção e diagnóstico é responsável pela compreensão do funcionamento do edifício, pela determinação das causas dos danos e ainda estima a necessidade de intervenção [7].

De acordo com a Norma EN 1504-1:2006 [8], uma correta avaliação de uma estrutura existente deverá considerar os seguintes aspetos:

- Levantamento das condições atuais da estrutura (defeitos visíveis ou potenciais e caracterização de propriedades físicas e químicas dos materiais). Numa fase mais avançada deverá haver lugar à realização de uma campanha de ensaios in situ e em laboratório;
- Recolha de todas as peças escritas e desenhadas do projeto original, a fim de identificar o sistema estrutural, materiais utilizados e ações consideradas no dimensionamento;
- Conhecer o histórico da construção, identificando eventuais alterações ao uso da estrutura, obras de reforço ou reparação no decorrer da sua vida útil;
- Caracterização das condições de exposição ambiental;
- Caracterização das condições atuais e futuras de utilização.

Esse levantamento completo de informações inclui numa primeira fase visitas ao local (de forma a mapear as anomalias), conversas com os proprietários ou pessoas ligadas a edificação, a recolha de elementos históricos escritos ou fotográficos e consultas de especialistas. Numa fase mais avançada, é importante a realização de ensaios afim de caracterizar da melhor forma possível os materiais envolvidos [9]. A seguir será descrito com mais detalhes os aspetos mais relevantes acerca da inspeção e diagnóstico de uma estrutura existente.

2.2.2. INSPEÇÃO

A inspeção é o ato que antecede qualquer ação de intervenção. Profissionais especializados inspecionam o edifício para fazer o levantamento das características das construções e dos danos associados. A análise e o estudo de um processo patológico permitem ao investigador determinar, com rigor, a origem, o mecanismo e os danos subsequentes, de forma que seja possível avaliar e concluir sobre as técnicas de recomendações mais eficazes.

Numa primeira fase é fundamental uma ou mais visitas ao local para fazer um reconhecimento do estado do objeto de intervenção e da sua envolvente. Esta é considerada a principal ação em qualquer inspeção, pois permite a observação e medição de elementos estruturais, e a realização de um levantamento fotográfico exaustivo e referenciado. Além disso, também permite a identificação de danos, zonas com humidade, elementos que precisam intervir e a sua urgência e determinar a necessidade de meios adicionais de inspeção [7].

Por isso, esta primeira fase é de suma importância para que a recolha de informações seja bem feita. São realizados por profissionais que devem estar acompanhados por plantas e alçados do edifício, juntamente com ferramentas simples, de forma a executar as medições e anotações importantes acerca da estrutura inspecionada.

Nestas visitas procura-se contactar as pessoas que habitam ou que conhecem o local da intervenção de modo a recolher informações sobre a evolução recente da estrutura até à situação atual, sobre acontecimentos importantes que possam ter marcado essa evolução e medidas interventivas até então adotadas. A consulta a entidades com interesse na construção alvo da intervenção (como por exemplo, Câmaras Municipais) e aos documentos disponíveis (como desenhos, textos, fotografias, arquivos...) são também indispensáveis a se fazer durante a inspeção.

Por vezes as visitas são acompanhadas de fichas de avaliação dos antecedentes da estrutura e do ambiente. Em relação à estrutura, é importante a recolha do máximo de informação possível, como por exemplo, a idade ou tempo de serviço, natureza e procedência dos materiais constituintes, resistência característica, qualidade e características de construção, idade de início dos problemas, eventuais mudanças de usos, entre outros. Já em relação ao ambiente, deseja-se caracterizar a sua agressividade, de forma a analisar a interação do mesmo com a estrutura afetada [4].

Por fim, mas não menos importante, é necessário a adoção de técnicas de ensaio e ações de monitorização que auxiliam na avaliação do estado da construção. Corresponde aos ensaios *in situ* e os ensaios em laboratório e são resultantes da aplicação de técnicas de índole destrutiva (DT), medianamente destrutiva (MDT) ou não destrutivas (NDT). As técnicas destrutivas são as mais fiáveis em termos dos resultados obtidos, mas só podem ser aplicadas em situações que não envolvam a manutenção do elemento a ensaiar. Em contrapartida, as técnicas medianamente destrutivas, e de modo particular as não destrutivas, são as que causam menor impacto nas estruturas, mas também as que, tendencialmente, apresentam resultados de caráter mais qualitativo [7].

Ao longo deste capítulo serão expostos minuciosamente os principais ensaios que podem ser feitos em estruturas de betão armado afim de se identificar as anomalias e monitorar o estado da construção.

2.2.3. DIAGNÓSTICO

Após executada uma inspeção completa do edifício, toda informação relativa aos danos observados, bem como aos materiais e ao seu estado geral são analisadas de forma a diagnosticar o estado real da estrutura. Portanto, a inspeção e o diagnóstico são ações de tal modo interligadas que se torna difícil separá-las e abordá-las de forma autónoma, sendo assim considerado um processo iterativo e gradual, com a troca de informações e questionamentos entre estas duas ações.

A identificação das causas dos danos, no entanto, é uma tarefa complexa, que resulta da conjugação e hierarquização de diferentes fatores, além de envolver um conhecimento detalhado do edifício. Um diagnóstico correto implica um bom conhecimento dos materiais e do funcionamento estrutural das construções [7].

A compilação de toda informação relativa aos danos observados, bem como aos materiais e ao seu estado geral é descrita ao longo do relatório de Inspeção e Diagnóstico. Este relatório prevê o comportamento futuro da estrutura analisada e consta de toda metodologia utilizada no levantamento e o tipo de técnicas de ensaio utilizadas. Além disso, possui toda a informação recolhida e analisada, ou seja, faz-se um levantamento estrutural/construtivo, levantamento de anomalias, conhecimento dos sintomas, mecanismos, causas e origens, além do reconhecimento das fundações.

O relatório, informado previamente pelas intenções estratégicas do dono de obra e da equipe de projetistas, deverá ser concluído com diretrizes de atuação futura. Deve-se deixar claro a definição de medidas corretivas, o plano de manutenção preventiva e soluções de intervenção de acordo com o grau, a natureza e a estratégia de intervenção. O valor e o estado de conservação do edifício vão influenciar o custo e o retorno financeiro da operação de reabilitação.

2.3. ENSAIOS ESTRUTURAIS

Quando a idade da estrutura vai avançando, tem-se uma maior possibilidade de degradação dos seus materiais constituintes seja devido as ações elevadas aplicadas à estrutura, ou devido a fatores externos, como por exemplo, a ação natural agindo sobre a edificação ou simplesmente devido a manutenção inadequada.

Independente da situação, deve ser feito uma reavaliação da estrutura existente de forma a verificar a necessidade ou não de reforço, visto que esta degradação pode causar uma redução do material resistente dos elementos estruturais, isto é, uma redução da área efetiva de betão e/ou do aço.

A inspeção visual, auxiliada por técnicas expeditas com equipamentos simples, é o método de avaliação mais comum para inspeção de estruturas. Apesar da sua importância e eficácia, por vezes não é suficiente para o correto diagnóstico e tomada de decisão sobre a intervenção a adotar no seu seguimento. Nestes casos, é necessário proceder à realização de ensaios *in situ* e em laboratórios de forma a ser possível identificar os danos ocultos/inacessíveis e quantificar, geralmente em termos de estimativas médias, as características físicas e mecânicas mais importantes para estimar o comportamento estrutural, assim como determinar eventuais exigências de reparação. Estes ensaios podem ser classificados de três tipos [7; 10]:

- Ensaio não destrutivo (NDT): Permitem a identificação dos mecanismos de deterioração, associados às anomalias evidenciadas durante a inspeção visual, e avaliação da sua extensão e evolução ao longo do tempo. O desenvolvimento e aperfeiçoamento desta técnica é resultado da necessidade de investigar o envelhecimento progressivo em estruturas de betão, o efeito de ataques químicos no betão, frequentemente devido à poluição do ar ou outros fatores ambientais, a qualidade e integridade das novas estruturas e os problemas associados com edifícios históricos. Atualmente são disponíveis diversos instrumentos que garantem um controle rigoroso do estado das estruturas;
- Ensaio medianamente destrutivo (MDT): São técnicas que não causam um impacto grande nas estruturas, porém apresentam um caráter mais qualitativo;
- Ensaio destrutivo (DT): Apresentam uma maior precisão se comparado as outras técnicas, sendo usualmente utilizados para complementar os resultados dos ensaios NDT e MDT, seja através da confirmação de diagnóstico, quantificação de danos ou caracterização mecânica de materiais. Entretanto, só podem ser aplicadas em situações que não envolvam a manutenção do elemento a ensaiar.

2.3.1. ENSAIOS *IN SITU*

As técnicas *in situ* mais usuais para determinação da resistência à compressão do betão são [11]:

- Medição da resistência à tração através do ensaio de Pull-Off;
- Medição da resistência à penetração;
- Ensaio de ultra-sons;
- Ensaio com esclerómetro.

Os quatro métodos não determinam a resistência à compressão diretamente, mas através de correlações empíricas. O primeiro e segundo ensaio medem a resistência à tração e a resistência à penetração do betão, respetivamente, enquanto que os dois últimos ensaios, medem o tempo de propagação de ultra-sons e a dureza superficial do betão, respetivamente. Tratam-se de grandezas que podem ser correlacionadas para obtenção da resistência à compressão.

Na escolha do método mais adequado deve ser levada em consideração os objetivos pretendidos, como por exemplo, a precisão, as restrições, o tempo e orçamento disponível, e ainda as limitações e o campo de aplicação de cada um dos ensaios. Geralmente conclui-se que não apenas um, mas a combinação de dois ou mais ensaios é a melhor forma de obter resultados mais precisos. A Tabela 2.1 apresentará com mais detalhes cada um dos quatro métodos *in situ* mencionados, bem como os outros ensaios que são complementares a eles.

Tabela 2.1 – Ensaio *in situ*

ENSAIOS <i>IN SITU</i>	DESCRIÇÃO DA TÉCNICA	IMAGEM
Pull-Off	Ensaio medianamente destrutivo para análise da aderência na ligação entre materiais e superfícies de betão. Consiste na medição da força de tração necessária para o arrancamento de pastilhas metálicas (seção circular ou quadrada) previamente coladas à superfície de betão com uma cola tipo epoxídica (Figura 2.1). O valor da tensão de tração obtém-se dividindo o esforço de tração na rotura pela seção da pastilha [12].	 Fig. 2.1 – Ensaio de Pull-Off [12]
Ensaio para medição da resistência à penetração	Ensaio medianamente destrutivo em que é disparado uma sonda em aço de alta resistência contra a superfície do betão. Utiliza-se uma pistola especial (geralmente a de <i>Windsor</i> , como observado na Figura 2.2) que libera uma quantidade precisa de energia e os disparos podem ser individuais ou conjuntos de três disparos. Neste caso utiliza-se um triângulo metálico equilátero de forma a posicionar e guiar as sondas [11]. A determinação da resistência à compressão faz-se empiricamente através das curvas de correlação.	 Fig. 2.2 – Pistola de <i>Windsor</i> para medir a resistência à penetração [11]

Ensaio de ultra-sons

Ensaio não destrutivo em que se determina o tempo de propagação de ultra-sons no betão. Este ensaio é efetuado através da propagação de ondas ultra-sónicas através do elemento de betão e mede-se o tempo de propagação (Figura 2.3). Trata-se de uma técnica simples, aplicada quando se deseja fazer uma avaliação qualitativa da resistência à compressão do betão e ao seu módulo de elasticidade, além de ser possível detetar fissuras e estimar a sua profundidade. Pode ser classificado em quatro tipos de transmissão diferentes de ondas: direta, semidireta, indireta ou superficial [11].



Fig. 2.3 – Ensaio de ultra-sons no betão [11]

Ensaio com esclerómetro

Ensaio não destrutivo utilizando o equipamento esclerómetro do tipo *Schmidt*, em que se mede a dureza superficial do material a partir do recuo de um êmbolo que embate com a superfície a ensaiar e pode ser convertida numa estimativa da resistência à compressão do betão (Figura 2.4). Trata-se de um ensaio que avalia a homogeneidade do betão e verifica se existe um determinado nível mínimo de resistência. A tensão de rotura à compressão, referente a provetes cúbicos ou cilíndricos, é estimada com base na sua correlação com o índice esclerométrico [13].



Fig. 2.4 – Ensaio com esclerómetro [13]

Ensaio de pacometria

Ensaio não destrutivo, utilizado para detetar a posição, orientação, o diâmetro e recobrimento das armaduras em elementos de betão. A deteção e caracterização das armaduras (através de um aparelho chamado Pacómetro, como mostra a Figura 2.5) é de suma importância, visto que quando a intervenção de forma intrusiva é necessária no elemento de betão, é possível prever os locais com armadura, sem que se corra o risco de ferir ou interrompe-las [14].



Fig. 2.5 – Ensaio de pacometria [14]

Ensaio de fenolftaleína

Ensaio destrutivo para avaliar a profundidade de carbonatação do betão de forma a definir a zona a reparar e estimar a sua durabilidade. Este ensaio é feito geralmente em áreas do edifício mais expostas ao meio ambiente e que possuem as armaduras mais suscetíveis a corrosão. Utiliza-se de um borrifador com a solução de fenolftaleína para molhar as superfícies do betão e então verifica-se a coloração local que indica a profundidade de carbonatação (Figura 2.6). A zona carbonatada apresenta-se incolor, sendo que a zona não carbonatada tem um tom rosado, que representa um pH elevado e onde as armaduras não sofreram nenhum tipo de carbonatação. Com recurso a uma régua graduada, mede-se a diferença entre ambos os níveis [15].



Fig. 2.6 – Ensaio de fenolftaleína [16]

Ensaio de identificação dinâmica

Ensaio não destrutivo em que se mede a vibração estrutural sob ações ambientais ou forçada através do registro de acelerações captadas por acelerómetros (Figura 2.7). A partir dos registros de acelerações em diversos pontos é possível, através de técnicas de análise e processamento de sinal, obter as frequências e os modos de vibração e então aferir indiretamente a rigidez global da estrutura [10].



Fig. 2.7 – Ensaio de identificação dinâmica [10]

Ensaio de carga

Este ensaio consiste em avaliar o comportamento elástico e linear de uma estrutura quando submetida a sucessivos incrementos uniformes de carga. A avaliação é feita através da monitorização das deformações e aberturas de fendas, nos elementos sujeitos a esforços de flexão (Figura 2.8). Pretende-se com este ensaio verificar a eficiência da estrutura, ou seja, verificação dos estados limites sem que seja comprometida a segurança da estrutura e aspetos ligados à sua durabilidade [17].



Fig. 2.8 – Ensaio de carga em um pavimento de betão armado [10]

Ensaio para averiguar o potencial de corrosão

Este ensaio é efetuado principalmente para verificar se entre uma armadura e a superfície do betão existe humidade suficiente para provocar corrosão. Esta técnica utiliza um elétrodo de referência que está ligado a um cabo da armadura (Figura 2.9). A análise do potencial entre a armadura e o elétrodo permite definir um mapa de corrosão potencial [18].



Fig. 2.9 – Medição do potencial de corrosão [18]

2.3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Tratam-se de ensaios complementares aos realizados *in situ* e desenvolvidos paralelamente a eles. A Tabela 2.2 apresenta os principais ensaios estruturais e de durabilidade realizados em laboratório.

Tabela 2.2 – Ensaios de laboratório

ENSAIOS DE LABORATÓRIO	DESCRIÇÃO DA TÉCNICA	IMAGEM
Ensaio de rotura por tração	Ensaio que mede a tensão resistente à tração do betão a partir da compressão diametral de carotes recolhidas <i>in situ</i> . Este ensaio é chamado de ensaio brasileiro, e pode ser realizado de acordo com normas de ensaio EN 12390-6 [19]. O princípio baseia-se em submeter a amostra a uma força de compressão numa zona estreita ao longo do seu comprimento, a qual origina tensões ortogonais que vão levar à rotura por tração (Figura 2.10). A tensão de tração é estimada a partir da correlação entre as tensões de compressão e de tração [18].	A photograph showing a cylindrical concrete specimen being tested in a compression machine. The specimen is being compressed along its vertical axis, and a horizontal line of stress is visible across its middle.

Fig. 2.10 – Ensaio de rotura por tração [18]

Ensaio de rotura à compressão simples

Ensaio medianamente destrutivo que mede a tensão resistente à compressão simples do betão de um determinado número de carotes (geralmente com 28 dias) recolhidas *in situ*, que podem ser cilíndricas (Figura 2.11) ou em cubos. Este número de carotes deverá ser escolhido de acordo com o grau de representatividade pretendido. O valor característico é dado por [18]:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,48 \cdot \delta \quad (2.1)$$

Em que:

f_{ck} tensão de compressão característica;

f_{cm} tensão de compressão;

δ desvio padrão.



Fig. 2.11 - Carga de compressão axial em um carot cilíndrico de betão [18]

Ensaio para obtenção do módulo de elasticidade

Este ensaio mede o módulo de elasticidade do betão a partir do registro das deformações e tensões axiais das amostras recolhidas quando submetidas a uma compressão elástica uniaxial (Figura 2.12) [18].



Fig. 2.12 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade [18]

Ensaio de retração

Neste ensaio mede-se a deformação de retração no instante t . As amostras são submetidas a um ambiente de deformação livre e com parâmetros de humidade e temperatura controlados. Em cada instante t é possível medir a deformação por retração (encurtamento) das amostras e assim aferir o efeito deste fenómeno, como observado na Figura 2.13 [18].



Fig. 2.13 - Amostras para avaliação da retração do betão [18]

Trata-se de um ensaio de durabilidade para obtenção da absorção de água, que pode ser de dois tipos: ensaio de absorção por capilaridade ou ensaio por imersão. O primeiro é executado com a introdução de uma face da amostra dentro da água durante um período de 4 horas (Figura 2.14) e o coeficiente de absorção (I) é dado por [18]:

$$I = a \cdot t^{0,5} \quad (2.2)$$

Em que:

a coeficiente de absorção;

t tempo em minutos.

Ensaio para medir a absorção da água

Já no ensaio por imersão, a amostra é colocada com todas as suas faces imersas (Figura 2.15), e a absorção de água (A) é dado por [18]:

$$A = \frac{M2 - M1}{M1} \quad (2.3)$$

Em que:

$M1$ peso da amostra totalmente seca;

$M2$ peso da amostra após 30 minutos imersos.

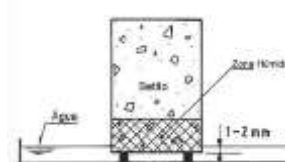


Fig. 2.14 - Ensaio de absorção de água por capilaridade [18]

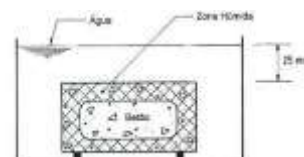


Fig. 2.15 - Ensaio de imersão [18]

Ensaio para medir a permeabilidade à água

Trata-se de um ensaio de durabilidade em que a amostra está sujeita a pressão de água em uma face e mede-se o volume de água que atravessa a amostra (Figura 2.16). Desta forma, obtém-se a características de permeabilidade à água. Este ensaio também pode ser procedido utilizando gás (oxigénio) em vez de água [18].

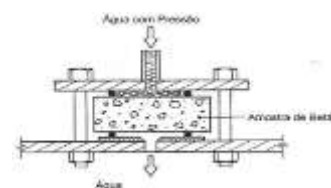


Fig. 2.16 – Ensaio de permeabilidade à água [18]

Difusão de cloretos

Este ensaio de durabilidade pode ser de dois tipos: ensaios de difusão e ensaios de migração. No primeiro, uma amostra de betão é colocada entre duas câmaras, uma saturada com cloretos e a outra sem cloretos, onde mede-se a concentração de cloretos nas duas câmaras, de forma a determinar o coeficiente de difusão (Figura 2.17).

Já no ensaio de migração, o processo de difusão dos cloretos é acelerado aplicando um potencial elétrico entre as duas câmaras da célula difusora (Figura 2.18). [18].

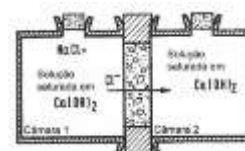


Fig. 2.17 – Difusão [18]

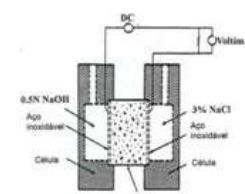


Fig. 2.18 – Migração [18]

2.4. PRINCIPAIS PATOLOGIAS OU ANOMALIAS

“Nenhum material é por si próprio durável; é a interação entre o material e o ambiente a que está exposto que determina a sua durabilidade” [20].

A frase acima, dita por Larry Masters, refere-se ao fato de que em estruturas existentes com um tempo considerável de vida útil é normal ocorrer deterioração dos elementos estruturais, normalmente provocadas por ação de agentes agressivos oriundos do meio ambiente, ou por erros humanos de projeto/execução ou ainda provocadas por acidentes causados pelo homem, tais como explosões, incêndios ou impactos. Entretanto, a identificação das causas dos danos é uma tarefa especialmente complexa que resulta da conjugação e hierarquização de diferentes causas/fatores e que envolve um conhecimento detalhado do edifício.

As principais causas das anomalias no betão diferenciam-se bastante no tempo de ocorrência, podendo ser [18]:

- Erros de concepção e de projetos ocorridos antes da fase de construção;
- Erros de execução ocorridos durante a fase de construção;
- Ação natural, como por exemplo, as ações físicas, químicas, biológicas e mecânicas que ocorrem durante a fase de exploração normal da construção;
- Erros de utilização do edifício, como por exemplo, alteração das condições de serviço, uso inadequado ou falta de manutenção;
- Acidentes decorrentes da ação humana, como por exemplo, fogo, explosões e choques/colisões;
- Desastres naturais que não podem ser previstos, como por exemplo, sismos, ciclones, cheias e deslizamento de terras.

Nesta seção, as anomalias encontram-se divididas em três grupos principais: anomalias decorrentes do processo de construção, anomalias estruturais e de durabilidade.

2.4.1. ANOMALIAS DECORRENTES DO PROCESSO DE CONSTRUÇÃO

Trata-se de anomalias que acontecem na fase construtiva, seja por erros de projeto ou erros de execução. Diversas variáveis podem afetar este processo, principalmente pelo fato do betão ser preparado (ou pelo menos colocado e moldado) em obra, fazendo com que potencialize a ocorrência de enganos ou defeitos na construção. A Tabela 2.3 irá aprofundar as principais anomalias decorrentes do processo construtivo.

Tabela 2.3 – Anomalias decorrentes do processo de construção

ANOMALIAS DO PROCESSO CONSTRUTIVO	DESCRIÇÃO DA ANOMALIA	IMAGEM
Segregação do betão	É resultado de uma distribuição não uniforme dos seus constituintes, se caracterizando por um excesso de finos na superfície e alta relação água/cimento (Figura 2.19). Uma preparação incorreta do betão, o excesso de vibração, betonagem de altura excessiva e espaçamento pequeno entre armaduras são as principais causas para o aparecimento desta anomalia [18].	
Vazios e zonas porosas	Ocorrem junto às superfícies exteriores ou no interior do betão (Figura 2.20). Uma deficiente compactação do betão, baixa relação água/cimento, deficiente vibração, segregação dos inertes, granulometria mal escolhida dos inertes e cofragem mal escorada ou de rigidez insuficiente são geralmente as principais causas do aparecimento desta anomalia [18].	
Erros de geometria	São erros que ocorrem na execução da obra quando a colocação dos elementos de uma estrutura não respeita o projeto e não segue a geometria e o dimensionamento exato das peças, fazendo com que tenha pilares e paredes com inclinações ou excentricidades entre elementos da estrutura, por exemplo (Figura 2.21). A principal causa dessa anomalia é um deficiente controle de qualidade na execução, isto é, quando se tem um posicionamento incorreto da cofragem [18].	
Descontinuidades visíveis no betão	Anomalia muito decorrente devido as juntas de betonagem, que são pontos onde o betão não tem uma ligação forte e uniforme. Isso ocorre quando o betão é depositado sobre um betão de diferente idade, provocando uma separação visível entre eles, devido a não aderência entre os betões (Figura 2.22). A principal causa desta anomalia é devido a um deficiente controle da qualidade na execução [18].	

Manchas no betão

Podem ser devido a humidade, colorações (Figura 2.23) ou eflorescências (sais) e estão relacionadas com a perda de humidade através da cofragem, variação de cor à superfície do betão e o depósito de sais cristalizados na superfície do betão endurecido, respetivamente. É causado principalmente pela ação dos materiais incorporados na fabricação do betão, corrosão das armaduras, ataque de ácido, sulfatos e álcalis e deficiente cofragem [18].



Fig. 2.23 – Mancha de coloração

Fissuração

Pode ocorrer devido a diferentes razões, destacando-se principalmente: colocação incorreta da armadura ou dos cabos de pré-esforço, deficiente cura do betão, calor de hidratação com consequente aumento de volume do betão (Figura 2.24), assentamento plástico do betão e remoção prematura das cofragens [18].



Fig. 2.24 – Fissuras devido ao aumento da temperatura [18]

2.4.2. ANOMALIAS ESTRUTURAIS

As anomalias estruturais traduzem-se normalmente pelo aparecimento de fissuras significativas ou deformações severas na estrutura. Nota-se que na maioria dos casos (exceto os casos de carregamento excessivo), a fissuração significativa surge após o processo de deformação nos quais o movimento da peça está restringido. A Tabela 2.4 a seguir irá aprofundar as principais anomalias estruturais.

Tabela 2.4 – Anomalias estruturais

ANOMALIAS ESTRUTURAIS	DESCRIÇÃO DA ANOMALIA	IMAGEM
Fissuração devido às ações termo-higrométricas	Essas fissuras podem ser devido a ação térmica ou geradas por retração do betão. A primeira ocorre quando as altas temperaturas provocam uma variação no volume em estruturas de betão. Já a retração do betão ocorre independente do carregamento e se justifica devido a uma perda de água no betão, diminuindo o seu volume (Figura 2.25) [18].	
Fissuração devido aos assentamentos diferenciais de apoios	Os assentamentos diferenciais dos apoios provocam alterações impostas à estrutura, isto é, o deslocamento relativo dos apoios normalmente devido ao assentamento do terreno de fundação provoca fissuras ou deformações. As fissuras geralmente possuem uma inclinação de 45° e o grau de severidade é proporcional a rigidez da estrutura, como pode ser observado na Figura 2.26 [18].	

Fissuração devido às ações de cargas de cálculo

As cargas de cálculo causam fendilhação no betão, algo já esperado. No entanto, se forem excessivas provocarão fendilhação muito acima dos níveis aceitáveis. O aspeto e desenvolvimento das fissuras dependem das ações que as causam, que podem ser [18]:

- Fissuração gerada por tração ou compressão simples: o elemento de betão submetido a tração apresenta fissuras perpendiculares à direção do esforço que atravessam todo o elemento (Figura 2.27). Ao ser comprimido, as fissuras tendem a ser paralelas à direção do esforço e são irregulares no elemento de betão (Figura 2.28).
- Fissuração gerada por flexão simples com ou sem esforço transversal, que se caracteriza por fissuras perpendiculares ao eixo da peça, concentradas na parte inferior e que não atravessam toda a seção no caso de não ter esforço transversal (Figura 2.29), e inclinadas na direção dos apoios e com tendência a aumentar de tamanho à medida que se aproxima do apoio para o caso de flexão com esforço transversal (Figura 2.30);
- Fissuração gerada por esforço transversal (Figura 2.31), no qual as fissuras começam no ponto de aplicação do esforço, desenvolvendo-se em direção aos apoios;
- Fissuração gerada por torção (Figura 2.32), no qual as fissuras apresentam-se inclinadas aproximadamente a 45° das diversas faces do elemento.



Fig. 2.27 – Ruptura por tração simples [18]



Fig. 2.28 – Ruptura por compressão simples [18]



Fig. 2.29 – Fissuração associada à flexão sem esforço transversal [18]



Fig. 2.30 - Fissuração associada à flexão com esforço transversal [18]

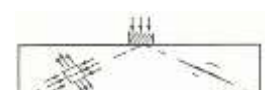


Fig. 2.31 – Fissuração associada ao esforço transversal [18]



Fig. 2.32 – Fissuração associada a torção [18]

Fissuras devido às ações de acidente

Causadas principalmente por sismos, incêndios, choques, explosões, inundações, movimentações de terras, ventos excepcionais e cargas excessivas.

As cargas excessivas podem ser devido a utilização indevida da estrutura, ou então ao cálculo deficiente para as ações em causa (Figura 2.33) [18].

As fissuras geradas por conta da ação sísmica causam normalmente anomalias graves na estrutura, chegando muitas vezes a ultrapassar as fissuras atingindo grandes deformações e até mesmo o colapso total da estrutura (Figura 2.34) [18].

Já a ação do fogo, quando acima dos 400°C, provoca forte variação de volume do betão, acarretando o aparecimento de fissuras e fendas. Em casos extremos, pode conduzir a destacamento superficiais explosivos [9].



Fig. 2.33 – Fissuras devido a carga excessiva [18]



Fig. 2.34 - Fissuras provocada pela ação sísmica [18]

2.4.3. ANOMALIAS DE DURABILIDADE

As anomalias de durabilidade estão relacionadas com a degradação das construções ao longo do tempo. Na Tabela 2.5 a seguir serão destacados os principais indícios de que anomalias deste tipo estão ocorrendo numa estrutura de betão armado.

Tabela 2.5 – Anomalias de durabilidade

ANOMALIAS DE DURABILIDADE	DESCRIÇÃO DA ANOMALIA	IMAGEM
Corrosão das armaduras	Anomalia mais comum, no qual ocorre uma interação destrutiva do material com o ambiente através de uma reação eletroquímica, isto é, uma reação que ocorre na presença de água ou no caso de o ambiente estar húmido. Para que o mecanismo da corrosão se desenvolva é necessário que ocorram simultaneamente um conjunto de condições para o processo anódico, catódico e eletrolítico. São elas: a proteção das armaduras deve estar destruída, ocorrência de diferenças de potencial na superfície da armadura, zona catódica deve estar com disponibilidade de oxigénio e devem estar ligadas eletricamente e eletroliticamente [21]. A corrosão das armaduras pode ser devido a duas ações: a dos cloretos ou pelo excesso de carbonatação. O processo de corrosão devido à carbonatação é provocado pela penetração de dióxido de carbono no betão. A sua dissolução na água vai formar um ácido que vai reagir com hidróxido de cálcio existente no betão, ocasionando uma diminuição do pH do betão, fazendo com que a camada passiva de proteção das armaduras seja destruída, deixando o aço suscetível ao processo corrosivo, que será lento e gradual ao longo dos anos, no qual tem-se uma corrosão geral das armaduras (Figura 2.35). Já a ação dos cloretos pode ocorrer devido à exposição da estrutura a ambientes agressivos, penetrando os cloretos no betão de recobrimento por difusão ou então os cloretos podem já estar presentes no betão em seu fabrico, no caso de utilizar água/agregados contaminados. O tipo de corrosão originado nesta situação é a corrosão localizada das armaduras, contudo de velocidade geralmente elevada (Figura 2.36) [22]. Independente de qual seja a situação que justifique a corrosão, as armaduras do edifício ficam expostas, fazendo com que a estrutura perca a sua capacidade resistente aos esforços solicitante, aumente a deformação quando sujeita a carga de serviço, e acarreta uma alteração da durabilidade da edificação pois diminui a seção do aço, reduzindo a vida útil da estrutura.	 Fig. 2.35 - Corrosão devido a carbonatação da armadura [18]  Fig. 2.36 - Corrosão da armadura devido ao ataque de cloretos [18]

Coloração do betão

A coloração superficial do betão é um grande indicador de que a estrutura pode estar enfrentando algum problema. Podem ser devido ao ataque de ácidos, sulfatos e álcalis, eflorescências e corrosão das armaduras, sendo este último o mais grave, como pode ser observado na Figura 2.37 [18].



Fig. 2.37 - Manchas de ferrugem provocadas pela corrosão das armaduras [18]

Fissuração

Além do processo corrosivo, as principais causas para o aparecimento de fissurações são [18]:

- Solidificação precoce da água capilar: fissuração devido a expansão da água quando solidificada;
- Ciclos de gelo/degelo: fissuração devido as tensões de tração geradas pelo aumento do volume das águas presentes nos poros do betão (Figura 2.38);
- Reação álcali-sílica: certos agregados que contêm a sílica reativa reagem com o potássio, sódio e hidróxido de cálcio do cimento e foram um gel envolvendo os agregados, que quando exposto a humidade é expandido e provoca trações no betão, resultando em fissuras à volta dos agregados (Figura 2.39).



Fig. 2.38 - Fissuração devido ao ciclo de gelo/degelo [18]



Fig. 2.39 - Fissuração devido a reação álcali-sílica [18]

Desagregação do betão

Caracteriza-se pela perda progressiva da pasta de cimento, ocorrendo a libertação dos agregados. Inicia-se na superfície, com mudança de coloração e o aumento da largura das fissuras. As principais causas da ocorrência são: ataque de sulfatos, ataques de cloretos, ataques de ácidos, ciclos de gelo/degelo e erosão (Figura 2.40) [18].



Fig. 2.40 - Viga com betão desagregado [18]

Descasque do betão

Caracteriza-se pela perda localizada do betão de recobrimento e ocorre principalmente em cantos e arestas, de forma a deixar a armadura longitudinal exposta (Figura 2.41). As principais causas desse fenómeno são: corrosão das armaduras, ciclos de gelo/degelo, existência de agregados altamente reativos e concentração excessiva de armaduras [18].



Fig. 2.41 - Perda localizada de betão

3

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

3.1. INTRODUÇÃO

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil, tem-se observado nas últimas duas décadas uma tendência mundial no sentido de privilegiar os aspetos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de betão armado e pré-esforçado [24].

Atualmente tem-se documentos voltados para o tema, como por exemplo: bulletin 80 da *fib* [1], *fib Model Code for Service Life Design* [25], *ACI 201* [26], *ACI 365* [27], a norma portuguesa *NP EN-206* [28], a norma brasileira *ABNT NBR 12655* [29], dentre outros artigos que tem vindo a contribuir para a introdução e consolidação de novos conceitos em defesa da durabilidade e do aumento da vida útil das estruturas de betão.

De acordo com o *fib Model Code for Service Life Design* [25], a vida útil deve ser tratada sob, pelo menos, três aspetos [24]:

- Métodos de introdução ou verificação da vida útil no projeto;
- Procedimentos de execução e controle de qualidade;
- Procedimentos de uso, operação e manutenção.

A análise da segurança de estruturas com vidas úteis diferentes das correntes, de estruturas existentes, de estruturas submetidas a ações invulgares ou ainda de estruturas reforçadas é bastante complexa, que depende de diversos fatores, a maioria dos quais têm associados incertezas, que podem ser definidas estatisticamente. Para a verificação da vida útil no projeto e de forma a fazer uma abordagem correta dessas estruturas, deve-se fazer uma avaliação da fiabilidade estrutural através de uma análise probabilística.

Um dos principais objetivos da avaliação da fiabilidade estrutural é atingir os níveis de fiabilidade necessários, com o consumo mínimo de recursos. Geralmente a segurança é atingida havendo um excesso de capacidade resistente. Com a evolução das metodologias aplicadas, este excesso tem vindo a ser reduzido.

Inicialmente, a construção de estruturas era feita baseada na experiência dos técnicos, isto é, apoiando-se em princípios básicos e sem qualquer regulamento. Desta forma, tinha-se estruturas construídas com excesso de capacidade resistente. Entretanto, de forma a otimizar o uso de materiais para que se tenha soluções mais econômicas, investiu-se no desenvolvimento de metodologias de dimensionamento, de

forma a estabelecer regras de avaliação de segurança com base científica, usando coeficientes de segurança [30].

De início, estes coeficientes eram muito limitados e não proporcionavam um aproveitamento ideal para as soluções construtivas. Contudo, como a construção civil é uma área que está em constante desenvolvimento, foi necessário desenvolver uma metodologia que avalie adequadamente a segurança estrutural de todas as situações novas que possam surgir. A avaliação baseada em metodologias probabilísticas representa abordagens racionais de problema, no qual é permitido considerar as variabilidades dos parâmetros estruturais de novas situações. Com a introdução da avaliação probabilísticas, surgiram novos conceitos que servem como medidas de fiabilidade estrutural, como a probabilidade de rotura e o índice de fiabilidade [30].

Embora as metodologias puramente probabilísticas sejam as mais rigorosas, as técnicas baseadas nos coeficientes parciais de segurança ainda são as mais usadas, desde que sejam calibradas por métodos probabilísticos de nível superior. Contudo, vários conceitos probabilísticos têm vindo a ser introduzidos em vários códigos de dimensionamento.

Este capítulo irá abordar os conceitos fundamentais associados à avaliação da segurança estrutural, como por exemplo, as incertezas do sistema estrutural, os estados limites, os níveis de fiabilidade, conceito de durabilidade e vida útil de uma estrutura, a obtenção dos coeficientes parciais de segurança para estruturas novas, estruturas existentes e estrutura em que seja necessário o reforço estrutural, entre outros conceitos importante acerca do tema.

3.2. INCERTEZAS NA SEGURANÇA ESTRUTURAL

O objetivo da teoria de fiabilidade estrutural é tratar as incertezas que envolvem o projeto de estruturas de forma a garantir um valor aceitável da probabilidade de colapso. Dado a natureza aleatória das variáveis envolvidas no processo de dimensionamento estrutural (intensidade da ação, características resistentes dos materiais...), não é possível garantir que uma estrutura seja absolutamente segura. Será sempre necessário aceitar algum risco.

O aumento da complexidade dos sistemas estruturas tende a aumentar as incertezas, tornando-as mais difíceis de identificar. Estas incertezas provêm de inúmeras fontes, mas principalmente devido a quatro fatores [30]:

- Incapacidade de prever as condições de carga a que a estrutura vai ser solicitada durante a sua vida útil;
- Incapacidade de prever as propriedades mecânicas dos materiais utilizados;
- Uso de modelos simplificados para o dimensionamento da estrutura;
- Intervenção do homem na concepção da estrutura.

A incerteza dos parâmetros pode levar a desvios significativos da realidade. Desta forma, foram desenvolvidos métodos que permitem sistematizar todos os parâmetros envolvidos nos sistemas estruturais. Dividiu-se os parâmetros em dois grupos: de origem natural e de origem na intervenção do homem. O recurso da metodologia probabilística introduziu novos métodos de cálculos, isto é, através dos valores característicos e de cálculo, o conceito de estado limite permitiu estabelecer metas mais precisas a atingir na avaliação da segurança, de forma a se ter uma melhor compreensão do comportamento real de um sistema estrutural.

As incertezas que aparecem em um processo de análise de fiabilidade podem ser de quatro tipos [31]:

- *Incertezas físicas:* Este grupo está associado à inerente natureza incerta das propriedades dos materiais, da geometria dos elementos, da variabilidade e da simultaneidade das diferentes ações, etc. A incerteza física pode ser controlada através de uma base de dados suficiente grande, ou através de um controle de qualidade conveniente. Geralmente, este tipo de incerteza não é conhecido *a priori*, mas pode ser estimado através de observações das variáveis, ou recorrendo a experiências anteriores.
- *Incertezas na modelação:* Resulta das aproximações teóricas ao comportamento real dos materiais e das simplificações na consideração das ações e dos seus efeitos. Este tipo de incerteza pode ser considerado através de uma variável que represente a relação entre a verdadeira resposta e a resposta prevista pelo modelo.
- *Incertezas estatísticas:* Está associado com a inferência estatística, uma vez que a estimativa dos parâmetros que caracterizam os modelos probabilísticos é realizada a partir de um número limitado de dados disponíveis. A incerteza estatística pode ser considerada através de uma função de distribuição de probabilidade. É possível usar uma aproximação *Bayesiana* para redefinir essa função de distribuição de forma a incorporar mais informações obtida a partir de novos dados.
- *Incertezas devido a fatores humanos:* Resulta do envolvimento humano durante a vida da obra. Este tipo de incerteza deve-se não somente à variação natural durante a execução das várias tarefas, mas também às intervenções e aos erros cometidos nos processos de documentação, dimensionamento, construção e utilização da estrutura. O conhecimento destas incertezas é limitado, sendo na sua maioria de caráter qualitativo. É, no entanto, evidente que o seu efeito provoca um aumento da incerteza da resistência estrutural para um valor superior àquele que é devido somente às propriedades mecânicas e geométricas da estrutura.

3.3. ESTADOS LIMITES

Os novos métodos de cálculo que foram introduzidos devido a metodologia probabilística fizeram com que surgisse novos conceitos. Dentre eles, um dos mais importantes é o conceito de estados limites.

Quando uma estrutura deixa de preencher uma qualquer das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um estado limite. Os estados limites permitem distinguir entre condições de funcionamento aceitáveis de um elemento estrutural (ou estrutura) e situações que devem ser evitadas. Além disso, os critérios dos estados limites introduzem uma margem de segurança para não atingir condições inaceitáveis. Os cálculos usados para verificar se os estados limites são excedidos são baseados em modelos teóricos ou experimentais, obtendo valores suficientemente precisos. Para estimar as ações que serão aplicadas ao longo da vida útil da estrutura utilizam-se combinações de ações [30].

Desta forma, os estados limites são divididos em [32]:

- *Estado limite último (ELU):* Ocorre quando se tem o esgotamento da capacidade portante, associados ao colapso parcial ou total, provocando a paralização do uso. A segurança não está verificada e é aconselhável o abandono do edifício. É caracterizado por condições extremas, como por exemplo ruptura de seções críticas da estrutura, colapso da estrutura, perda da estabilidade do equilíbrio, deterioração por fadiga, deslocamentos excessivos, entre outros.
- *Estado limite de utilização ou de serviço (ELS):* Está associado à durabilidade, aparência, conforto do usuário e bom desempenho funcional. Quando este estado é ultrapassado, surgem danos que não põem em causa a segurança da estrutura, mas sim a funcionalidade, durabilidade e estética. Representa a condição onde o elemento ou estrutura está fora de uso, mas pode ser reparada, como por exemplo no caso de fissuração prematura ou excessiva, vibrações,

deformações excessivas, rachaduras, degradações, danos indesejáveis, deslocamento excessivos sem perda de estabilidade, entre outros.

O estado limite de utilização ou de serviço (ELS) pode ser dividido em classes, geralmente associadas às seguintes durações de referência [31]:

- Muito curta: correspondente a poucas horas da vida da estrutura;
- Curta: correspondente a duração da ordem dos 5% da vida da estrutura;
- Longa: correspondente a duração da ordem dos 50% da vida da estrutura.

O objetivo principal que levou à definição dos estados limites regulamentares é essencialmente prático: definir regras unificadas, exatas ou aproximadas, de modo que para cada categoria as probabilidades de ocorrência desses estados limites, ou dos efeitos das ações correspondentes, sejam comuns à grande maioria dos casos correntes. Pretende-se assim evitar fenómenos ou situações indesejáveis para a segurança e funcionalidade das estruturas.

3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES

Após um conhecimento aprofundado das incertezas associadas à avaliação da segurança de estruturas e definidos os conjuntos de parâmetros que um sistema estrutural não deve exceder (estados limites), torna-se necessário proceder à verificação da segurança estrutural.

Nas últimas décadas, a avaliação da segurança das estruturas evoluiu do formato tradicional das Tensões Admissíveis para métodos mais racionais baseados em Estados Limites. Porém, hoje se reconhece que mesmo os processos dos Estados Limites têm a limitação de serem baseados em definições arbitrárias de coeficientes de majoração de cargas e minoração de resistências. Com isso, a tendência moderna tem evoluído para a verificação da segurança estrutural aplicando métodos probabilísticos, através de análises de fiabilidade, de forma a obter a probabilidade de rotura de sistemas estruturais levando-se em consideração as incertezas [33].

Independente de qual método a ser adotado para o dimensionamento da estrutura, deve-se garantir uma margem de segurança em relação aos diferentes estados limites, de acordo com as respetivas probabilidades de ocorrência. As incertezas associadas às variáveis e a forma como elas condicionam o comportamento da estrutura devem ser levadas em consideração de modo a obter uma probabilidade de rotura aceitável [31].

Em geral, os métodos de análise da segurança estrutural dividem-se em quatro níveis de fiabilidade, com complexidade crescente: determinístico, semi-probabilístico, probabilístico aproximado e puramente probabilístico. A seguir serão descritos com um maior rigor sobre cada um deles de acordo com [31].

3.4.1. NÍVEL 0: MÉTODO DETERMINÍSTICO

Corresponde a análises puramente determinísticas. As variáveis envolvidas no processo de dimensionamento têm valores estritamente determinísticos, sendo as incertezas consideradas através de coeficientes de segurança globais. Geralmente, estes coeficientes são estimados empiricamente através de experiências passadas.

3.4.2. NÍVEL 1: MÉTODO SEMI-PROBABILÍSTICO

Refere-se aos métodos designados por semi-probabilísticos. A variabilidade das ações e das características resistentes dos materiais é considerada através de valores representativos (nominais ou característicos) associados com coeficientes parciais de segurança, γ . Os valores característicos são definidos a partir dos valores médios, dos coeficientes de variação (ou desvios-padrão) e da função de distribuição. Os coeficientes parciais de segurança são aferidos, geralmente, a partir de métodos probabilísticos do nível 2 ou, menos correntemente, do nível 3. Os métodos de nível 1 são habitualmente utilizados nas atuais normas de estruturas para definir regras de dimensionamento.

3.4.3. NÍVEL 2: MÉTODO PROBABILÍSTICO APROXIMADO

Corresponde a métodos probabilísticos baseados na caracterização das variáveis básicas que intervêm no processo, através de medidas estatísticas que descrevem a tendência central (geralmente os valores médios) e a sua dispersão, e no cálculo da probabilidade de ser atingido um dado estado limite. A avaliação probabilística da segurança é efetuada por técnicas numéricas aproximadas, recorrendo a hipóteses simplificadas na determinação dessa probabilidade.

3.4.4. NÍVEL 3: MÉTODO PURAMENTE PROBABILÍSTICO

Diz respeito a métodos puramente probabilísticos, baseados em técnicas que têm em conta a distribuição conjunta de todas as variáveis básicas. A probabilidade de ser atingido um dado estado limite é calculada analiticamente (viável somente para casos muito simples) ou, mais correntemente, usando métodos de simulação.

3.5. DURABILIDADE DE UMA ESTRUTURA

3.5.1. DEFINIÇÃO

De acordo com o as normas ISO 6241 [34] e ASTM E 632 [35], a durabilidade é o resultado da interação entre a estrutura de betão, o ambiente e as condições de uso, de operação e de manutenção. Portanto, não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou ao betão. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamento, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la [24].

A durabilidade de uma estrutura é uma questão que vem tendo grande evolução nos últimos anos. No início das construções em betão, no princípio do século XX até a década de 80, tinha-se apenas o bom senso e a experiência do profissional, tornando a durabilidade subjetiva, assegurada exclusivamente através de exigências prescritivas. Atualmente, ganha-se cada vez mais consciência e conhecimento no ramo da Engenharia Estrutural o conhecimento acerca da durabilidade das estruturas, e as causas que podem acarretar uma redução da vida útil da mesma. Dentre as principais causas, considera-se o uso de normas e de critérios de projeto errados ou obsoletos, falta de qualidade na construção, agravamento de cargas a que a estrutura está sujeita, ou ainda erros durante o projeto [24].

A durabilidade está relacionada às propriedades do material e à sua exposição ao longo do tempo em um dado ambiente, isto é, há a necessidade de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente, mas também é preciso conhecer o betão e a geometria da estrutura, estabelecendo então a correspondência entre ambos: agressividade do meio *versus* durabilidade da estrutura de betão.

A resistência da estrutura de betão à ação do meio ambiente e ao uso dependerá, no entanto, da resistência do betão, da resistência da armadura, e da resistência da própria estrutura. Qualquer um desses que se deteriore, irá comprometer a estrutura como um todo.

Pode-se afirmar que o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil das estruturas de betão são fundamentais para [24]:

- Auxiliar na previsão do comportamento do betão a longo prazo: o conceito de vida útil é introduzido no projeto estrutural de forma análoga ao de introdução da segurança;
- Prevenir anomalias precoces nas estruturas: esse conhecimento é fundamental para reduzir o risco de fissuras, corrosão, expansões e outros problemas nas estruturas;
- Contribuir para a economia, sustentabilidade e durabilidade das estruturas: lembrar-se que é preciso um equilíbrio entre técnica, custo, recursos humanos e respeito ao meio ambiente.

Entretanto, apesar de todos os estudos acerca do tema, sabe-se que o risco de colapso nulo em uma estrutura é um objetivo impossível de se atingir. A incerteza quanto às ações e às propriedades dos materiais, a utilização de hipóteses simplificativas, as limitações dos métodos de cálculo utilizados e os eventuais erros humanos na fase de execução, fazem com que não seja possível conhecer, com rigor absoluto, o comportamento de uma estrutura existente. Por conta disso, tem-se desenvolvido um regulamento de verificação de segurança baseado em métodos probabilísticos [36].

3.5.2. CONCEITO DE TEMPO DE VIDA ÚTIL

No caso da reavaliação de uma estrutura existente, têm-se a adoção de diferentes pressupostos se comparado a uma estrutura nova. Um dos pressupostos que mais pode influenciar a reavaliação da segurança é o tempo de vida útil da estrutura, pois induzem a diferentes coeficientes de segurança em relação aos que foram adotados no dimensionamento de uma estrutura nova.

Uma estrutura pode ser considerada durável se, durante a sua vida útil (geralmente de 50 a 100 anos), a mesma mantenha a sua integridade e qualidade estética, de forma a não ser preciso grandes intervenções. Segundo a ISO 13823 [37], entende-se por vida útil o “período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”. Em suma, pode-se afirmar que a vida útil de uma estrutura deve sempre ser analisada de um ponto de vista amplo que envolve o projeto, a execução, os materiais, o uso, operação e manutenção sob um enfoque de desempenho, qualidade e sustentabilidade [24].

A tabela 3.1 a seguir, fornecido pelo EC0 [38], apresenta os tempos de vida útil de projeto das estruturas.

Tabela 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto [38]

Categoria do tempo de vida útil de projecto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

No cenário atual, fatores como competitividade, custos e preservação do meio ambiente estão novamente impondo mudança na maneira de se conceber estruturas, de forma a se pensar no seu ciclo de vida e nos custos associados. No caso de estruturas de betão armado que necessitam de vida útil elevada, a redução da durabilidade provoca um aumento do consumo de matérias-primas, produção de poluentes, gastos energéticos e custos adicionais com reparo e manutenção das construções. Nestes casos, aumentar a vida útil mostra-se uma boa solução em longo prazo para a preservação dos recursos naturais, redução de impactos, economia de energia e prolongamento do potencial de extração das reservas naturais [24]. A Figura 3.1 ilustra a perda da capacidade inicial de uma estrutura ao longo do tempo de utilização.

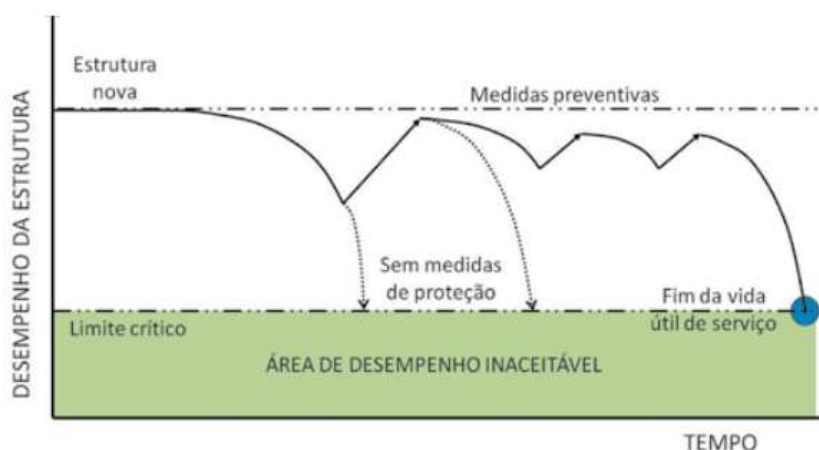


Fig. 3.1 - Variação do desempenho de uma estrutura de betão armado ao longo do tempo [24]

A definição de vida útil também depende da explicitação dos requisitos de desempenho ou estados limites de utilização. De acordo com o *fib Model Code for Service Life Design* [25], tem-se quatro modelos de vida útil para os fenômenos que provocam anomalias na estrutura, principalmente a corrosão das armaduras. São eles [24]:

- *Vida útil de projeto*: período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. Corresponde ao período de tempo necessário para que a carbonatação ou a ação dos cloretos atinja a armadura. Não significa necessariamente que a partir desse momento a armadura irá ter corrosão importante, apesar de que em geral ela ocorre. Trata-se do período de tempo que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança;
- *Vida útil de serviço*: período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do betão, aparecimento de fissuras ou destacamento no betão do recobrimento. Varia de caso para caso, pois depende das exigências associadas ao uso da estrutura. Em certas estruturas pode ser que o aparecimento de manchas de corrosão ou fissuras seja extremamente grave, enquanto que em outras estruturas a gravidade é considerada somente quando há a queda de pedaços do betão, colocando em risco a integridades de pessoas e bens. Independente das exigências quanto ao uso das estruturas, essas situações correspondem ao fim da vida útil de serviço;
- *Vida útil última ou total*: período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial/total da estrutura. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura/betão, podendo acarretar o colapso parcial ou total da estrutura;

- *Vida útil residual*: Corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado nesse caso a partir de uma data qualquer, correspondente a uma vistoria. Essa vistoria e diagnóstico pode ser feito em qualquer instante da vida em uso da estrutura, ocasionando três possíveis vidas úteis residuais: a primeira mais curta, contada até a despassivação da armadura, a segunda contada até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do betão e por fim outra mais longa, contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural ou seu eventual colapso.

Em suma, a alteração do tempo de vida útil de uma estrutura deverá levar a um estudo aprofundado acerca da sua segurança e principalmente pela busca dos novos coeficientes de segurança a adotar na reavaliação da segurança de estrutura existente, visto que os coeficiente de segurança adotados no Eurocódigo 2 (EC2) [39] são referentes a um tempo de vida útil da estrutura de betão armado igual a 50 anos e são utilizados para o dimensionamento de uma estrutura nova [40].

Pode-se concluir então que: quanto maior for o tempo de vida útil de uma estrutura, maior será a probabilidade das ações assumirem valores mais altos, e as resistências assumirem valores mais baixos, de forma a ser mais prudente utilizar coeficientes de segurança mais elevados. Em contrapartida, quando há uma redução do tempo de vida útil, pressupõe uma menor variação de valores das ações permanentes, mas principalmente das ações variáveis. Isto significa que ao reavaliar estruturas existentes utilizando os coeficientes de segurança fornecidos pelos códigos estruturais, pode-se estar sobrevalorizando as ações em relação ao novo tempo de vida útil da estrutura.

3.6. FIABILIDADE ESTRUTURAL

3.6.1. DEFINIÇÃO

A fiabilidade estrutural corresponde à sua aptidão para satisfazer os requisitos especificados, incluindo o valor de cálculo do tempo de vida útil para o qual foi projetada, e é normalmente expressa em termos probabilísticos [38]. Nota-se que a fiabilidade engloba diversos aspetos, como a segurança, as condições de utilização e a durabilidade de uma estrutura, e que a definição de um determinado período de referência (tempo de vida útil) faz parte do conjunto de requisitos a especificar, influenciando a análise de fiabilidade.

A análise da fiabilidade de um sistema estrutural é um problema complexo e que envolve as variáveis aleatórias R e E que são variáveis representativas da capacidade resistente de uma estrutura e o efeito das ações a qual a estrutura está sujeita, respetivamente. Admite-se que se tratam de variáveis estatisticamente independentes com distribuições normais, sendo a variável aleatória Z , correspondente a condição fronteira entre o domínio da segurança e de rotura (estado limite), dada por:

$$Z = R - E \quad (3.1.)$$

Conclui-se a partir da equação 3.1 que:

- $Z < 0$: falha da estrutura;
- $Z \geq 0$: sobrevivência da estrutura.

3.6.2. PROBABILIDADE DE ROTURA

A probabilidade de rotura (ou falha) pode ser calculada integrando a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e E ($f_{R,E}$), no domínio da rotura [41].

$$P_f = P(R - E \leq 0) \quad (3.2.)$$

$$P_f = P(Z \leq 0) \quad (3.3.)$$

$$P_f = \iint f_{R,E}(R,E) dR dE \quad (3.4.)$$

Admitindo que R e E são variáveis independentes, a função de densidade conjunta pode ser obtida de uma forma simples, substituindo a função de densidade de probabilidade conjunta pelo produto das respetivas funções de densidade de probabilidade marginais [41].

$$P_f = \iint f_R(r) \cdot f_E(e) dr de = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{E > R} f_R(r) \cdot f_E(e) dr de \quad (3.5.)$$

O domínio em que as ações solicitadas superam a capacidade resistente do sistema estrutural é contínuo e contém todos os valores possíveis de E que verifica esta situação. As Figuras 3.2 e 3.3 a seguir são representações gráficas da probabilidade de rotura de um sistema estrutural. Estão representados a função de densidade de probabilidade de cada variável, bem como a função conjunta, e ainda a delimitação entre a zona de segurança e a de rotura.

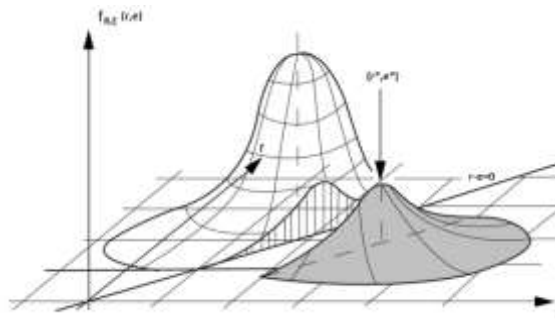


Fig. 3.2 - Representação gráfica da função de densidade de probabilidade conjunta parte I (adaptado de Haldar & Mahadevan, 2000) [30]

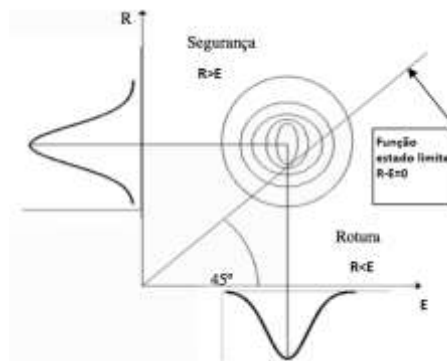


Fig. 3.3 - Representação gráfica da função de densidade de probabilidade conjunta parte II (adaptado de Delgado, 2002) [30]

Embora f_R e f_E sejam funções densidade de probabilidade das variáveis R e E , fez-se o estudo para que ambas sejam funções da mesma variável X . Desta forma, a Figura 3.2 dá lugar a Figura 3.4 e a expressão 3.5 é substituída por pela expressão 3.6.

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{E > R} f_R(x) \cdot f_E(x) dx \quad (3.6.)$$

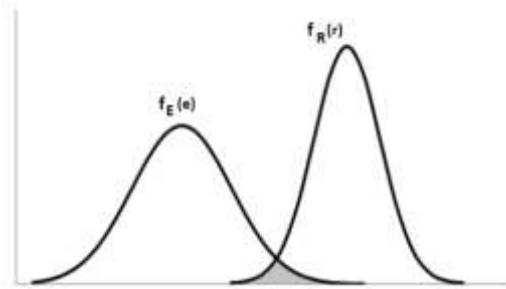


Fig. 3.4 - Representação gráfica da função das funções f_E e f_R , simplificada [30]

Observando o novo gráfico da figura acima, tem-se duas curvas f_R e f_E e uma área sombreada. Esta área representa a probabilidade das ações que a estrutura está submetida serem maiores que a capacidade resistente do sistema estrutural. Estudando as características das duas distribuições de densidade é possível chegar à conclusão que esta área depende de dois fatores: o primeiro é a posição relativa de cada curva, isto é, quanto maior for a distância relativa (média), menor será a probabilidade de rotura; o segundo fator refere-se à dispersão das curvas, isto é, se as curvas forem estreitas e o desvio padrão for baixo, menor será a probabilidade de rotura [30].

Portanto, a probabilidade de rotura dada em função da função de distribuição cumulativa resistente F_R é dado por [42]:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) \cdot f_E(x) dx \quad (3.7.)$$

3.6.3. ÍNDICE DE FIABILIDADE

Tendo em visto uma maior dificuldade de se resolver a integração para obter a probabilidade de rotura, surgiu a necessidade de desenvolver metodologias que permitissem a obtenção da probabilidade de rotura, direta ou indiretamente.

Vários estudos foram realizados sobre a análise baseada na teoria da fiabilidade, porém somente apenas em 1969 foi proposta a primeira solução viável. O método proposto por Cornell em 1969 chamado *FOSM (First Order Second Moment Reliability Method)* introduziu pela primeira vez o conceito do índice de fiabilidade β , a partir do qual é possível calcular a probabilidade de rotura por avaliação indireta. Embora a introdução do índice de fiabilidade tenha sido um grande avanço no ramo, o método apresentou algumas limitações, como a incapacidade de incluir informações sobre a distribuição das variáveis [30]. Desta forma, foi desenvolvida uma proposta alternativa na década de 70 chamada *FORM (First Order Reliability Method)*, em que as incapacidades foram corrigidas. Trata-se também de um método de primeira ordem, em que foi possível considerar funções do estado limite não lineares e a

determinação do índice de fiabilidade foi efetuado através de um processo iterativo. Por fim, na década de 80 implementou-se um outro método chamado *SORM* (*Second Order Reliability Method*), no qual fez-se aproximações de segunda ordem no cálculo do índice de fiabilidade. Este método melhora o resultado obtido pelo *FORM*, incluindo informações adicionais sobre a curvatura do estado limite [42].

Desde que foi desenvolvido por Cornell, o índice de fiabilidade tem vindo a ser usado com mais frequência como uma medida de segurança, principalmente no âmbito da engenharia civil.

Como já mencionado, tem-se as variáveis R e E que correspondem, respetivamente, à capacidade resistente de uma estrutura e o efeito das ações para a qual a estrutura está sujeita, e ainda a variável Z que representa a fronteira que separa o domínio de segurança e de rotura. Logo, a variável Z é dada pela diferença entre R e E , como visto na equação 3.1.

Desta forma, considerando que a variável Z tem uma distribuição normal, os seus parâmetros de caracterização (média e desvio padrão) podem ser definidos segundo as equações 3.8 e 3.9, respetivamente [42].

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_E \quad (3.8.)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad (3.9.)$$

Com as características da variável Z conhecidas, é possível proceder o cálculo da probabilidade de rotura. Recorrendo à função da lei normal reduzida, com média nula e desvio padrão unitário, transforma-se a variável Z numa variável normal reduzida. Isto é [42]:

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (3.10.)$$

Sabe-se que o índice de fiabilidade é dado por [42]:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.11.)$$

Desta forma, substituindo as expressões 3.8 e 3.9 na equação 3.10, têm-se a probabilidade de rotura dada por [42]:

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (3.12.)$$

Logo, a probabilidade de falha é dada através do índice de fiabilidade β [42]:

$$P_f = \Phi(-\beta) \Leftrightarrow \beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.13.)$$

em que Φ é a função da distribuição normal reduzida.

A correspondência numérica entre P_f e β pode ser vista na Tabela 3.2 abaixo, construída a partir da distribuição normal reduzida. Nota-se que um índice de fiabilidade mais alto implica uma probabilidade de rotura mais baixa.

Tabela 3.2 - Correlação probabilidade de rotura e índice de fiabilidade [30]

Probabilidade de rotura P_f	Índice de fiabilidade β
$0,5 \cdot 10^0$	0,00
$1,0 \cdot 10^{-1}$	1,28
$1,0 \cdot 10^{-2}$	2,33
$1,0 \cdot 10^{-3}$	3,09
$1,0 \cdot 10^{-4}$	3,72
$1,0 \cdot 10^{-5}$	4,27
$1,0 \cdot 10^{-6}$	4,69
$1,0 \cdot 10^{-7}$	5,20
$1,0 \cdot 10^{-8}$	5,61
$1,0 \cdot 10^{-9}$	6,00

O colapso estrutural não ocorre geralmente em situação de serviço, isto é, não ocorre quando a estrutura está submetida continuamente à mesma solicitação, a não ser que ocorra um problema de fadiga. Excluindo esta situação, o colapso de uma estrutura geralmente está associado a ocorrência de um valor extremamente elevado de solicitação ou devido a estrutura apresentar uma resistência anormalmente baixa. De qualquer forma, são situações que possuem uma baixa probabilidade de ocorrer.

Para efeitos de diferenciação da fiabilidade, poderão ser estabelecidos classes de consequências (CC) considerando as consequências do colapso ou do mau funcionamento da estrutura. Essas classes podem ser divididas em três tipos [38]:

- CC3: consequência elevada em termos de perda de vida humana; consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes. Geralmente esta classe está associada a edifícios públicos e bancadas;
- CC2: consequência média em termos de perda de vida humana; consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes. Geralmente esta classe está associada a edifícios de habitação e de escritórios;
- CC1: consequência baixa em termos de perda de vida humana; consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes. Geralmente esta classe está associada a edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas.

A Tabela 3.3, fornecida pelo Eurocódigo 0 [38], indica os valores mínimos recomendados dos índices de fiabilidade associados às classes de consequências. Tratam-se de valores recomendados para estruturas novas no estado limite último.

Tabela 3.3 - Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade β para estruturas novas [38]

Classe de consequência	Valores mínimos de β para estruturas novas	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
CC1	4,2	3,3
CC2	4,7	3,8
CC3	5,2	4,3

Para o caso de estruturas existentes e ainda para a situação de reforço estrutural, não há informações acerca da fiabilidade estrutural nos Eurocódigos, visto que são códigos destinados ao dimensionamento de estruturas novas. Desta forma, recorreu-se a *fib Bulletin No. 80* [1], que possui um amplo estudo acerca do tema.

Este documento apresenta os índices de fiabilidade para estruturas existentes (β_0) e para estrutural que precisam de reforço estrutural (β_{up}) de acordo com a classe de consequência. Estes índices de fiabilidade são relativos a um período de referência de 50 anos em relação aos estados limites últimos, como visto na Tabela 3.4 a seguir.

Tabela 3.4 - Índice de fiabilidade para estruturas reforçadas (β_{up}) e existentes (β_0) [1]

Classe de consequência	β_{up}	β_0
CC1	$3,3 - 0,5 = 2,8$	$3,3 - 1,5 = 1,8$
CC2	$3,8 - 0,5 = 3,3$	$3,8 - 1,5 = 2,3$
CC3	$4,3 - 0,5 = 3,8$	$4,3 - 1,5 = 2,8$

Nas Tabelas 3.5 e 3.6 a seguir serão apresentados de maneira sucinta os valores de β para estruturas existentes e para estruturas que necessitam de um reforço estrutural, respetivamente. Estes valores são relativos a um período de referência de 50 anos (como visto anteriormente) e também para o período de referência de 1 ano. No caso do período de 1 ano, foi feito um cálculo utilizando a probabilidade de rotura para obter o valor de β correspondente.

Tabela 3.5 - Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade β para estruturas existentes

Classe de consequência	Valores mínimos de β para estruturas existentes	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
CC1	3,2	1,8
CC2	3,5	2,3
CC3	3,9	2,8

Tabela 3.6 - Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade β para o reforço estrutural

Classe de consequência	Valores mínimos de β para estruturas reforçadas	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
CC1	3,9	2,8
CC2	4,3	3,3
CC3	4,7	3,8

3.7. ABORDAGEM SEMI-PROBABILÍSTICA

Este tópico irá abordar com uma maior profundidade o método semi-probabilístico (nível 1), que é o mais usualmente utilizado para avaliar a segurança de estruturas existentes. Neste método, os valores característicos das variáveis aleatórias das ações e resistências são obtidos e então, majoram-se as ações e solicitações (γ_F) e reduzem-se as resistências (γ_M) para que se possa obter os seus respetivos valores de cálculo.

3.7.1 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

A segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar, sem atingir um estado limite, as ações mais desfavoráveis ao longo da vida útil da obra em condições adequadas de funcionalidade [32]. No método semi-probabilístico a avaliação da segurança é medida de maneira determinística, de forma a utilizar valores representativos e coeficientes de segurança que incorporam dados estatísticos e as incertezas. Logo, a verificação da segurança da estrutura consiste no estabelecimento da seguinte equação [41]:

$$E_d \leq R_d \quad (3.14.)$$

Em que:

$$E_d = \gamma_F \cdot E_k \quad (3.15.)$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.16.)$$

Em que o valor característico das ações é dado pelo E_k , enquanto que o da resistência é o R_k . Neste método, os valores de E_k e R_k apresentam incertezas, levando em consideração a dispersão obtida a partir do tratamento estatístico existente ou em testes realizados no controlo da qualidade dos produtos utilizados [41]. Já os coeficientes γ_F e γ_M são os coeficientes de segurança das ações e resistência, respetivamente.

No caso das ações, o valor E_k corresponde a um valor característico superior, isto é, quando ocorre 95% de probabilidade de não ser excedido, a partir da função de distribuição normal padronizada (Figura 3.5). Quando este valor é multiplicado pelo coeficiente γ_F , têm-se um valor de cálculo maior, em que é aumentado ainda mais a probabilidade de não ser excedido.

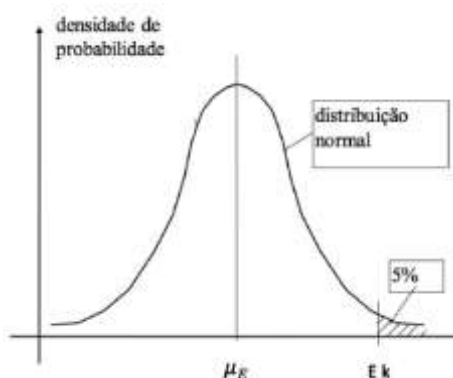


Fig. 3.5 - Função densidade de probabilidade das ações [32]

O valor característico das ações é dado por [41]:

$$E_k = \mu_E (1 + k_E \cdot V_E) \quad (3.17.)$$

Em que:

V_E coeficiente de variação das ações;

k_E constante que depende da probabilidade de ocorrência do valor característico (equação 3.18).

$$k_E = \frac{E_k - \mu_E}{\sigma_E} = 1,645 \quad (3.18.)$$

No caso da resistência, o valor R_k corresponde a um valor característico inferior, isto é, quando ocorre 5% de probabilidade de ser ultrapassado na função densidade de probabilidade em uma distribuição normal (Figura 3.6). Quando este valor é dividido pelo coeficiente γ_M , têm-se um valor de cálculo menor, em que é reduzido a probabilidade de ser ultrapassado.

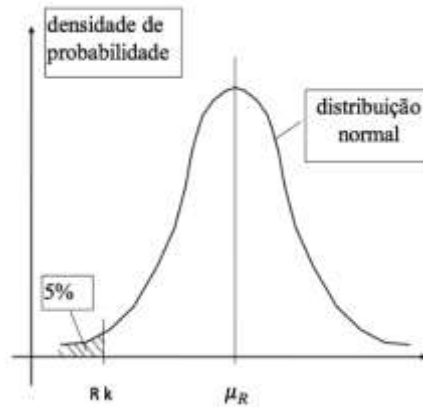


Fig. 3.6 - Função densidade de probabilidade das resistências [32]

O valor característico das resistências é dado por [41]:

$$R_k = \mu_R (1 - k_R \cdot V_R) \quad (3.19.)$$

Em que:

V_R coeficiente de variação das resistências;

k_R constante que depende da probabilidade de ocorrência do valor característico (equação 3.20).

$$k_R = \frac{\mu_R - R_k}{\sigma_R} = 1,645 \quad (3.20.)$$

Os coeficientes parciais de segurança são aferidos, na maioria das vezes, a partir de métodos probabilísticos aproximados (nível 2), ou no caso de não ser possível, utilizando valores de acordo com práticas anteriores bem estabelecidas. Este assunto será exposto com maiores detalhes ainda neste capítulo, na seção 3.8.

3.7.2. CARACTERIZAÇÃO DO TIPO DE INTERVENÇÃO

Na caracterização do tipo de intervenção a ser feito em uma estrutura existente, deve-se primeiramente definir o coeficiente de capacidade Φ , definido pela seguinte expressão [43]:

$$\Phi = \frac{R_d}{E_d} \quad (3.21.)$$

De acordo com CEB N° 162 [43], a decisão a ser tomada quanto à natureza da intervenção é feita de acordo o valor do coeficiente de capacidade (Tabela 3.7).

Tabela 3.7 - Relação entre o coeficiente de capacidade Φ e o grau de intervenção [43]

COEFICIENTE DE CAPACIDADE ϕ	AÇÃO
$\phi \geq 1$	Não reforçar
$0,67 < \phi < 1$	Reparar e eventualmente reforçar
$0,50 < \phi < 2/3$	Reforçar
$0,50 \leq \phi$	Demolir

3.8. COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

No método dos coeficientes parciais são atribuídos valores de cálculo às variáveis básicas (nomeadamente ações, resistências e grandezas geométricas) utilizando coeficientes parciais de segurança, e faz-se uma verificação para assegurar que nenhum estado limite relevante é excedido.

Em princípio, os valores dos coeficientes parciais de segurança podem ser determinados por [38]:

- Calibração com base na experiência da prática da construção tradicional;
- Avaliação estatística de dados experimentais e de observações de campo (essa avaliação deverá ser realizada no contexto de uma teoria probabilística da fiabilidade).

O último critério pode ser utilizado isoladamente ou em combinação com o primeiro. De qualquer forma, os coeficientes parciais relativos aos estados limites últimos, para os diferentes materiais e ações, deverão ser calibrados de tal forma que os níveis de fiabilidade correspondentes a estruturas representativas estejam o mais próximo possível do índice de fiabilidade objetivo [38].

Os valores dos coeficientes parciais de segurança para estruturas de betão novas estão dispostos nos códigos de dimensionamento de estruturas de betão armado. Entretanto, para estruturas existentes, não há consenso geral em relação a isso. Sabe-se que ao utilizar os mesmos coeficientes parciais de segurança de estruturas novas em estruturas já existentes, têm-se estruturas demasiadamente a favor da segurança, com um gasto de materiais e consequentemente custo final da obra muito acima do necessário.

Desta forma, será abordado nesta seção o procedimento de cálculo feito pelos códigos para obter os valores dos coeficientes de dimensionamento de estruturas novas já conhecidos por nós engenheiros. Utilizando a mesma metodologia, será possível obter os novos coeficientes de segurança para estruturas existentes e em estruturas reforçadas, tanto para as ações como para as resistências dos materiais constituintes da estrutura a avaliar.

3.8.1. ESTRUTURA NOVA

Os coeficientes parciais de segurança para o betão (C) e o aço (S) são, respetivamente:

- $\gamma_C = 1,50$
- $\gamma_S = 1,15$

Já os coeficientes para as ações permanentes (G) e variáveis (Q) são, respetivamente:

- $\gamma_G = 1,35$
- $\gamma_Q = 1,50$

A seguir serão mostrados os procedimentos de cálculo feitos para chegar até estes valores que estão disponíveis nos códigos de dimensionamento de estruturas de betão armado correntes.

Como já mencionado anteriormente, as estruturas podem ser classificadas de acordo com a sua classe de importância. No caso de edifícios, considerou-se a classes de consequência CC2 (classe intermédia). Desta forma, o índice de fiabilidade correspondente a um período de referência de 50 anos é de $\beta=3,8$ enquanto que para o período de 1 ano é $\beta=4,7$, como pode ser observado na Tabela 3.3.

3.8.1.1. Resistência dos materiais (R)

Para o cálculo dos coeficientes de segurança dos materiais, isto é, a nível de resistência, a *fib Bulletin No. 80* [1] fornece algumas informações básicas sobre os fatores parciais, e as premissas relacionadas a distribuições, incertezas no modelo e coeficientes de variação. É dado que:

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m \quad (3.22.)$$

Em que [1]:

- γ_{Rd1} denota o fator parcial responsável pelas incertezas do modelo;
- γ_{Rd2} contabiliza as incertezas geométricas;
- γ_m contabiliza a variabilidade do material e incertezas estatísticas.

O documento recomenda a adoção dos seguintes valores [1]:

- $\gamma_{Rd1} \begin{cases} 1,05 \text{ para o betão} \\ 1,025 \text{ para o aço} \end{cases}$
- $\gamma_{Rd2} = 1,05$ pode ser assumido por incertezas geométricas do tamanho da seção de betão ou posição de reforço;
- γ_m é obtido pela Equação 3.23 (considerando uma distribuição gaussiana para a resistência do material)

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{\mu_x \cdot (1 - K_r \cdot V_x)}{\mu_x \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_x)} \quad (3.23.)$$

Em que [1]:

- V_x 0,15 para o betão e 0,05 para o aço;
- α_R 0,8
- K_r 1,645 (valor correspondente ao quantil 5%)

Logo, para edifícios novos com tempo de vida útil de 50 anos e um índice de fiabilidade $\beta = 3,8$, de acordo com a Equação 3.23 e 3.22, tem-se os seguintes coeficientes parciais de segurança:

- Betão (C):

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,15}{1 - 0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,15} = 1,385$$

$$\gamma_C = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m = 1,05 \cdot 1,05 \cdot 1,385 = 1,526 \simeq 1,50$$

- Aço (S):

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,05}{1 - 0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,05} = 1,082$$

$$\gamma_S = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m = 1,025 \cdot 1,05 \cdot 1,082 = 1,1645 \simeq 1,15$$

3.8.1.2. Efeito das ações (E)

Para o cálculo dos coeficientes de segurança das cargas, isto é, a nível das ações, sabe-se, de acordo com a *fib Bulletin No. 80* [1] que o coeficiente de majoração para as cargas permanentes (G) é dado por:

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,g} \cdot \gamma_g \quad (3.24.)$$

Em que [1]:

- $\gamma_{Ed,g}$ 1,05 (Este valor denota o fator parcial responsável pela incerteza do modelo);
- γ_g dado pela Equação 3.25.

$$\gamma_g = \frac{G_d}{G_k} = \frac{\mu_G \cdot (1 + \alpha_E \cdot \beta \cdot V_G)}{\mu_G \cdot (1 + K \cdot V_G)} \quad (3.25.)$$

De acordo com a equação 3.25, sabe-se que [1]:

- $\alpha_E = 0,7$
- $K = 0$
- $V_G = 0,10$

Analogamente, para as ações variáveis (Q), o coeficiente de segurança é dado por [1]:

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed,q} \cdot \gamma_q \quad (3.26.)$$

Em que [1]:

$$\begin{aligned} \gamma_{Ed,q} & 1,10 \\ \gamma_q & \text{ dado pela equação 3.27.} \end{aligned}$$

$$\gamma_q = \frac{Q_d}{Q_k} = \frac{\mu_Q \cdot (1 + \alpha_E \cdot \beta \cdot V_Q)}{\mu_Q \cdot (1 + K \cdot V_Q)} \quad (3.27.)$$

De acordo com a equação 3.27, sabe-se que [1]:

- $\alpha_E = 0,7$
- $K = 1,645$ (quantil 5%)
- $V_Q = 0,40$

Para o dimensionamento de edifícios novos (classe de consequência CC2), o coeficiente de segurança para cargas permanentes deverá ser feito utilizando um índice de fiabilidade correspondente a um período de referência de 50 anos. Com isso, têm-se um valor de $\beta = 3,8$.

Especificamente para o coeficiente de segurança das cargas variáveis, deve-se adotar um β de 1 ano. Isto se explica pelo fato da distribuição normal não ser a mais adequada neste caso, mas sim a de Gumbel. Trata-se de uma distribuição de máximos, no qual considera-se os parâmetros definidos em máximos anuais. Portanto, tem-se de acordo com a Tabela 3.3 que $\beta = 4,7$.

Logo, os coeficientes de segurança para as ações são dados por:

- Carga permanente, isto é, peso próprio e RCP (G) de acordo com a equação 3.25 e 3.24:

$$\begin{aligned} \gamma_g &= \frac{G_d}{G_k} = \frac{1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,1}{1 + 0 \cdot 0,1} = 1,266 \\ \gamma_G &= \gamma_{Ed,g} \cdot \gamma_g = 1,05 \cdot 1,266 = 1,329 \simeq 1,35 \end{aligned}$$

- Carga variável (Q) de acordo com a equação 3.27 e 3.26:

$$\begin{aligned} \gamma_q &= \frac{Q_d}{Q_k} = \frac{1 + 0,7 \cdot 4,7 \cdot 0,4}{1 + 1,645 \cdot 0,4} = 1,397 \\ \gamma_Q &= \gamma_{Ed,q} \cdot \gamma_q = 1,10 \cdot 1,397 = 1,536 \simeq 1,50 \end{aligned}$$

3.8.2. ESTRUTURA EXISTENTE

Para estruturas existentes, ultimamente tem tido propostas de ajustes dos coeficientes de segurança. Desta forma, adota-se índices de fiabilidades diferentes daqueles usados para edifícios novos. De acordo com a Tabela 3.5, têm-se $\beta = 2,3$ para um período de referência de 50 anos e $\beta = 3,5$ para o período de 1 ano. Utilizando da mesma metodologia que foi aplicado para uma estrutura nova, serão apresentados a seguir os cálculos para obtenção dos coeficientes de resistência dos materiais e das ações para uma estrutura existente.

3.8.2.1. Resistência dos materiais (R)

- Betão (C) de acordo com as equações 3.23 e 3.22:

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,15}{1 - 0,8 \cdot 2,3 \cdot 0,15} = 1,0404$$

$$\gamma_C = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m = 1,05 \cdot 1,05 \cdot 1,0404 = 1,147 \approx 1,15$$

- Aço (S) de acordo com as equações 3.23 e 3.22:

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,05}{1 - 0,8 \cdot 2,3 \cdot 0,05} = 1,0107$$

$$\gamma_S = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m = 1,025 \cdot 1,05 \cdot 1,0107 = 1,088 \approx 1,10$$

3.8.2.2. Efeito das ações (E)

- Carga permanente, isto é, peso próprio e RCP (G) de acordo com a equação 3.25 e 3.24:

$$\gamma_g = \frac{G_d}{G_k} = \frac{1 + 0,7 \cdot 2,3 \cdot 0,1}{1 + 0 \cdot 0,1} = 1,161$$

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,g} \cdot \gamma_g = 1,05 \cdot 1,161 = 1,219 \approx 1,20$$

- Carga variável (Q) de acordo com a equação 3.27 e 3.26:

$$\gamma_q = \frac{Q_d}{Q_k} = \frac{1 + 0,7 \cdot 3,5 \cdot 0,4}{1 + 1,645 \cdot 0,4} = 1,1942$$

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed,q} \cdot \gamma_q = 1,10 \cdot 1,1942 = 1,314 \approx 1,30$$

3.8.3. REFORÇO ESTRUTURAL

Caso a estrutura existente não verifique a segurança, é necessária uma intervenção através do reforço a fim de se aumentar a capacidade resistente da mesma. De acordo com a Tabela 3.6, para a situação de reforço estrutural, têm-se $\beta = 3,3$ para um período de referência de 50 anos e $\beta = 4,3$ para o período de 1 ano. A seguir serão apresentados os novos coeficientes parciais de segurança para uma estrutura reforçada.

3.8.3.1. Resistência dos materiais (R)

- Betão (C) de acordo com as equações 3.23 e 3.22:

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,15}{1 - 0,8 \cdot 3,3 \cdot 0,15} = 1,2471$$

$$\gamma_C = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m = 1,05 \cdot 1,05 \cdot 1,2471 = 1,375 \approx 1,40$$

- Aço (S) de acordo com as equações 3.23 e 3.22:

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,05}{1 - 0,8 \cdot 3,3 \cdot 0,05} = 1,057$$

$$\gamma_S = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_m = 1,025 \cdot 1,05 \cdot 1,057 = 1,137 \approx 1,15$$

3.8.3.2. Efeito das ações (E)

- Carga permanente, isto é, peso próprio e RCP (G) de acordo com a equação 3.25 e 3.24:

$$\gamma_g = \frac{G_d}{G_k} = \frac{1 + 0,7 \cdot 3,3 \cdot 0,1}{1 + 0 \cdot 0,1} = 1,231$$

$$\gamma_G = \gamma_{Ed,g} \cdot \gamma_g = 1,05 \cdot 1,231 = 1,293 \approx 1,30$$

- Carga variável (Q) de acordo com a equação 3.27 e 3.26:

$$\gamma_q = \frac{Q_d}{Q_k} = \frac{1 + 0,7 \cdot 4,3 \cdot 0,4}{1 + 1,645 \cdot 0,4} = 1,329$$

$$\gamma_Q = \gamma_{Ed,q} \cdot \gamma_q = 1,10 \cdot 1,329 = 1,462 \approx 1,45$$

3.8.4. TABELA RESUMO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

A Tabela 3.8 a seguir apresenta um resumo dos coeficientes parciais de segurança a serem utilizados em três fases da vida útil de uma estrutura: para uma estrutura nova, uma estrutura já existente e uma estrutura reforçada.

Tabela 3.8 - Resumo coeficientes parciais de segurança (Fonte: autor)

Coeficientes parciais de segurança de uma ESTRUTURA NOVA		
Resistência (R)	Betão (C)	$\gamma = 1,50$
	Aço (S)	$\gamma = 1,15$
Ações (E)	Permanente (G)	$\gamma = 1,35$
	Variável (Q)	$\gamma = 1,50$
Coeficientes parciais de segurança de uma ESTRUTURA EXISTENTE		
Resistência (R)	Betão (C)	$\gamma = 1,15$
	Aço (S)	$\gamma = 1,10$
Ações (E)	Permanente (G)	$\gamma = 1,20$
	Variável (Q)	$\gamma = 1,30$
Coeficientes parciais de segurança de uma ESTRUTURA REFORÇADA		
Resistência (R)	Betão (C)	$\gamma = 1,40$
	Aço (S)	$\gamma = 1,15$
Ações (E)	Permanente (G)	$\gamma = 1,30$
	Variável (Q)	$\gamma = 1,45$

4

PROTEÇÃO, REPARAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

4.1. INTRODUÇÃO

O número cada vez mais vasto de infraestruturas construídas, o seu envelhecimento contínuo e frequente alterações estruturais e/ou de serviço, tornam necessárias intervenções com vista à sua manutenção e reabilitação, que incluem frequentemente ações de proteção, reparação e/ou reforço. Neste âmbito, o desenvolvimento verificado na área da avaliação estrutural é essencial para suportar a tomada de decisão quanto à melhor estratégia de conservação a adotar.

O principal objetivo de uma intervenção estrutural é garantir a segurança das estruturas, salvaguardando-as. No caso de construções existentes, exige-se um conhecimento adequado do objeto de intervenção, ou seja, é preciso um estudo amplo acerca da estrutura e os materiais nela usados, além de envolver preocupações especiais, nomeadamente de respeito pela solução original.

As razões pelas quais se torna necessário intervir numa determinada estrutura são diversas. Seja por conta de construções existentes que nunca foram alvo de operações de manutenção, seja por alteração da função original para outra mais exigente em termos de solicitações, ou ainda a ocorrência de acidentes, sismos ou outras ações extremas que causam danos ao edifício podem igualmente obrigar a reparar e/ou reforçar a estrutura. Durante a fase construtiva, as estruturas também podem ter de sofrer este tipo de intervenções ao se verificar a existência de erros ao nível do projeto de estabilidade e/ou erros de execução [11].

Independente de qual seja a circunstância que levou a necessidade de uma intervenção estrutural, o profissional se depara com condições desafiadoras para a escolha mais adequada da técnica de reforço e do material que deverá ser utilizado, pois os edifícios estão expostos a diferentes agentes agressivos do ambiente em que estão localizados. Apresenta-se também o desafio de se compatibilizar materiais, a necessidade de controle do excesso de peso e a dificuldade de vencer grandes vãos. Assim, devem ser previstos os materiais que apresentam as características necessárias para conferir à estrutura um bom desempenho frente às características a que aquela estrutura servirá, garantindo uma economia com manutenção e longevidade da reparação.

As intervenções numa estrutura de betão armado podem ser divididas em três grupos: proteção, reparação e reforço. A proteção tem por objetivo o aumento das barreiras aos agentes agressivos e a redução das condições de degradação. A reparação tem por objetivo a reposição das características iniciais, enquanto que o reforço aumenta a capacidade resistente. A escolha de uma solução resulta de um balanço entre técnica e custo e deve apoiar-se numa análise crítica de possíveis soluções alternativas.

A realização de um Relatório de Inspeção e Diagnóstico bem sustentados são a melhor salvaguarda do ato de intervenção [7].

Este capítulo irá abordar mais a fundo as principais tipologias de intervenção, os princípios da intervenção estrutural e as técnicas de proteção, reparação e de reforço que são mais adequadas para cada situação.

4.2. TIPOLOGIAS DE INTERVENÇÃO

Na reabilitação, as intervenções devem ser mínimas, mas deve-se assegurar a segurança estrutural. A decisão sobre o tipo de intervenção a ser realizado numa estrutura é baseada numa inspeção detalhada e completa do edifício, de forma a permitir a obtenção de informações sobre o objeto em estudo e servir como base de decisão na intervenção a efetuar. Além disso, uma análise conjunta de custos, prazo de execução, importância do edifício e materiais disponíveis são também importantes para a escolha da melhor técnica de intervenção. Desta forma, tem-se três tipos de intervenção a ser adotado [7]:

- **Reabilitação:** Trata-se de uma solução para repor a capacidade resistente original da estrutura. É uma opção utilizada quando há degradação da capacidade resistente da estrutura para valores inferiores às suas necessidades “originais”, e a intervenção é destinada justamente para proporcionar um desempenho compatível com as exigências ou condicionamentos atuais;
- **Reforço:** É utilizado quando há a necessidade de um melhoramento do desempenho estrutural, em que pode ser aplicado em estruturas com ou sem dano prévio. O reforço proporciona um aumento da capacidade resistente original da estrutura, e é usualmente utilizado quando há alguma anomalia no edifício, quando existe uma mudança de uso do edifício com aumento de carga, ou ainda quando a estrutura se encontra sub-dimensionada;
- **Substituição:** Opção infelizmente muito comum, mesmo em estruturas em bom estado de conservação. Deve ser ponderada de acordo com a intensidade da degradação e com o tipo de intervenção exigido, e apenas adotado em situações limite.

Estas três tipologias de intervenção têm por objetivo a maximização da manutenção das existências, de forma a preservar o património e minimizar o impacto das intervenções [7]. Além dessas, é importante que haja sempre uma manutenção periódica destinada à prevenção ou à correção de alguma degradação das construções para que estas atinjam o seu tempo de vida útil, sem perda de desempenho.

4.3. PRINCÍPIOS DA INTERVENÇÃO

As intervenções em construções existentes devem [7]:

- **Respeitar e adaptar a estrutura existente:** a utilização de soluções demasiadamente distintas do propósito original pode implicar alterações profundas;
- **Ser reversíveis e/ou repetíveis:** as soluções não devem inviabilizar no futuro a reposição da situação original ou a substituição da solução adaptada por outra mais eficaz ou ainda a sua repetição;
- **Ser pouco intrusivas:** as soluções não podem implicar alterações materiais e estruturais significativas, isto é, uma solução mais “visível” pode ser preferível a uma solução mais “escondida”, mas que envolva menor reversibilidade ou alterabilidade estrutural;
- **Ser compatíveis:** devem introduzir elementos e soluções que apresentem compatibilidade mecânica (em termos de massa, resistência, rigidez e durabilidade) e química com as estruturas já lá existentes. Ou seja, as soluções devem-se adaptar ao que já existe, e não o contrário.

Cabe ao responsável procurar e adaptar soluções respeitando estes princípios, de forma que a segurança e a funcionalidade estejam garantidas. As soluções de intervenção dependem da importância, do estado e localização do edifício, do uso e *layout* arquitetónico proposto para o edifício, da experiência e sensibilidade dos técnicos e da disponibilidade financeira. Além disso, qualquer decisão deve resultar do diálogo entre as diferentes partes envolvidas, como os donos de obra, arquitetos, engenheiros e restauradores [7].

4.4. MATERIAIS USADOS NA REABILITAÇÃO/REFORÇO DE ESTRUTURAS

A reparação e/ou reforço de estruturas de betão armado requer a utilização, em geral, de certos materiais que serão descritos na Tabela 4.1 a seguir, de acordo com [44].

Tabela 4.1 – Materiais usados na reabilitação de estruturas

MATERIAL	DESCRIÇÃO	IMAGEM
Resina	Trata-se de um dos materiais mais utilizados, especialmente a resina epóxi (Figura 4.1). São aplicadas em injeções de fendas, na melhoria da ligação de betão ou argamassas de diferentes idades ou ainda como base para a realização de argamassas especiais.	 Fig. 4.1 - Utilização de resina epóxi nas fendas [44]
Argamassas e betões especiais	Os betões especiais, como por exemplo, os com baixa retração ou até mesmo expansivos e de alta resistência, junto com as argamassas são utilizados em reparação de estruturas, e são frequentemente comercializados na forma de argamassas prontas (Figura 4.2).	 Fig. 4.2 - Argamassa pronta comercializada [44]
Betão projetado	O betão a ser projetado deve ser autocompactado e de grande resistência. Esta técnica de betonagem é muito utilizada quando as áreas a reparar são extensas e a sua projeção sobre a superfície deve ser em alta velocidade, como observado na Figura 4.3.	 Fig. 4.3 - Betão projetado [44]
Armaduras de reforço	Tratam-se de armaduras dispostas ao longo da camada de reforço do elemento estrutural a ser reforçado (Figura 4.4). Podem ser em malhas eletrossoldadas, estribos, cintas ou varões longitudinais.	 Fig. 4.4 – Armadura de reforço [44]

Elementos em aço

Os elementos em aço, nomeadamente chapas metálicas, perfis metálicos em forma de L, U, I, lâminas de aço ou cantoneiras metálicas podem ser utilizados no reforço de elementos estruturais como retrata a Figura 4.5 no reforço de pilares.



Fig. 4.5 - Perfil metálico no reforço de pilares [44]

Cabos de pré-esforço

Trata-se de uma forma simples e eficiente de reparação e reforço de uma estrutura. O pré-esforço (Figura 4.6) provoca uma deformação imposta que atua no sentido contrário à deformação/fendilhação que possa estar ocorrendo na estrutura. Além disso, o pré-esforço é capaz de aliviar as tensões numa dada zona, redistribuindo as tensões na estrutura.

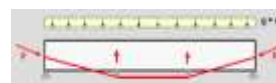


Fig. 4.6 - Cabos de pré-esforço [44]

4.5. TÉCNICAS DE PROTEÇÃO

Existem vários métodos ou técnicas disponíveis para a proteção do betão e das armaduras. Os métodos de proteção e controle devem ser escolhidos segundo os seguintes parâmetros [45]:

- Melhorar as propriedades físicas do betão de forma a aumentar a capacidade de resistência às condições de exposição;
- Alterar as condições de exposição, através de selagem de juntas, injeção de fissuras, pinturas ou impregnações;
- Instalar barreiras entre a estrutura e o meio agressivo com recurso à colocação de painéis exteriores ou membranas;
- Alterar o comportamento eletroquímico da estrutura (proteções catódicas ou argamassas realcalinizantes).

Na Tabela 4.2 a seguir serão descritas as principais técnicas de proteção utilizadas em estruturas de betão armado, de acordo com [45].

Tabela 4.2 – Principais técnicas de proteção em estruturas de betão armado

TÉCNICAS DE PROTEÇÃO	DESCRIÇÃO DA TÉCNICA	IMAGEM
Impregnações	Tratamento superficial do betão com um material que posteriormente penetra na sua estrutura porosa ou que repele a água/humidade. Esta técnica reduz a absorção capilar, aumenta a resistência superficial e protege contra ação de cloretos, carbonatação e ciclos de gelo/degelo. Em contrapartida, trata-se de uma proteção de durabilidade limitada (Figura 4.7).	A photograph showing a person applying a liquid material to a concrete surface using a brush or roller. The surface appears to be part of a wall or a large slab.

Pinturas	Aplicação de uma película de um material na superfície do betão, de forma a controlar a absorção de água, transmissão do vapor, difusão de líquidos agressivos e gases. Esta técnica protege contra a ação de cloretos, carbonatação, ciclos de gelo-degelo e ao ataque químico. Em contrapartida, trata-se de uma proteção de durabilidade limitada, que pode ser melhorada se complementada com impregnações (Figura 4.8).	
		Fig. 4.8 - Pintura para proteção do betão [45]
Revestimentos	Aplicação de uma camada uniforme e relativamente espessa de um material sobre a superfície do betão. Esta camada é importante para controlar a transmissão de vapor ou líquido, absorver energia e também no caso de ocorrer alguma degradação química ou destacamento superficial. Esta técnica protege contra a carbonatação, o ataque químico e a ação mecânica (Figura 4.9).	
		Fig. 4.9 - Proteção do betão com revestimentos [45]
Membranas	Aplicação de uma película na superfície do betão. Podem ser produtos pré-fabricados, como telas betuminosas e telas de PVC ou produtos manufaturados <i>in situ</i> , como cimentos especiais e produtos pastosos (Figura 4.10).	
		Fig. 4.10 - Aplicação de produtos pastosos [45]
Selagem de juntas	Aplicação de um material no interior ou sobre uma abertura na estrutura ou elemento estrutural. Trata-se de uma técnica aplicada para impedir a entrada de líquidos e/ou gases, e para transmitir e/ou absorver a energia das cargas (Figura 4.11).	
		Fig. 4.11 - Junta selada [45]

4.6. TÉCNICAS DE REPARAÇÃO

A reparação em estruturas de betão armado tem evoluído nos últimos anos em termos de materiais utilizados e técnicas adotadas. Desta forma, pode-se controlar propriedades como a retração, aderência, resistência e tempo de presa. Os principais objetivos do reparo são [45]:

- Aumentar a capacidade resistente (ou rigidez) residual da estrutura até que se atinja o nível inicial;
- Melhorar o aspeto visual da estrutura;
- Melhorar o seu desempenho funcional;
- Garantir a impermeabilidade;
- Aumenta a durabilidade.

Na Tabela 4.3 a seguir serão descritas as principais técnicas de reparação em estruturas de betão armado de acordo com [45].

Tabela 4.3 – Principais técnicas de reparação em estruturas de betão armado

TÉCNICAS DE REPARAÇÃO	DESCRIÇÃO DA TÉCNICA	IMAGEM
Reparação de fendas	Antes da reparação em si das fendas, deve-se analisar as causas do seu aparecimento, pois mesmo com o seu reparo, é provável que o betão volte a fendilhar ou no mesmo local ou em outro muito próximo. O tratamento das fendas de menor abertura, denominadas fendas passivas (Figura 4.12), pode ser feito com injeção de resina epóxi rígida no caso de movimento praticamente nulo ou resina epóxi flexível para movimento mais apreciável. Para as fendas passivas de maior abertura, recomenda-se a utilização de <i>grouts</i> cimentícios. A reparação de fendas por injeção é feita sob pressão, de forma a preencher o espaço vazio resultante da fissuração, restabelecendo as propriedades mecânicas do elemento. Para as fendas ativas, recomenda-se a utilização de enchimentos elásticos ou plásticos que são colocados em entalhes feitos no betão sobre a fenda. Tratam-se de fendas que evoluem ao longo do tempo, podendo aumentar ou diminuir de tamanho. A reparação de fendas por selagem é uma técnica de vedação dos bordos de fendas ativas pela utilização de um material aderente, resistente mecanicamente e quimicamente, não retrátil e com um módulo de elasticidade suficiente para se adaptar à deformação da fenda.	
Reparação de vazios e zonas porosas	Esta operação de reparação depende do tamanho dos vazios. Para vazios de pequena dimensão, são aplicadas resinas epóxi/acrílicas ou argamassa de cimento não retráteis. No caso de vazios um pouco maiores, recomenda-se a aplicação de argamassas de cimento não retráteis, porém com mais areia. Na situação mais agravante, quando se tem vazios de grandes dimensões e agregados soltos (Figura 4.13), deve-se primeiramente realizar uma limpeza profunda, de forma a eliminar todo o betão que esteja deteriorado. Então deve-se aplicar uma película de resina epóxi na superfície do betão a reparar, de forma a melhorar ligação entre betões e por fim preencher os vazios com betão não retrátil/expansivo.	

Fig. 4.12 - Reparação de uma fenda passiva [45]

Fig. 4.13 - Reparação de uma viga com grandes vazios no seu interior [45]

Reparação de descasques e zonas fragmentadas

Há três tipos de reparação:

- **Reparação com betão aplicado manualmente:** retira-se o betão deteriorado, e é aplicado um betão novo. É uma operação de baixo custo, dispensa mão-de-obra especializada e tem-se uma boa integração com o material existente;
- **Reparação com betão de agregados pré-colocados:** são aplicados em situações de difícil acesso, como por exemplo em elementos submersos, ou ainda onde existe uma grande concentração de armaduras;
- **Reparação com betão projetado (Figura 4.14):** trata-se de um processo contínuo de colocação de betão normal por projeção, dispensando-se o uso de cofragem. A mistura deve estar relativamente seca para que o material se segure por si sem escorregar, e a força do impacto do jato de betão contra a superfície não só faz com que este adira, mas também serve para o compactar. É de facilidade de aplicação com elevada compactação e baixa relação água/cimento. No entanto, esta técnica pode provocar estragos no betão existente, além de ser necessário uma mão-de-obra especializada e equipamentos específicos.



Fig. 4.14 - Aplicação do betão projetado [45]

Reparação de desagregações

A desagregação é um dos sintomas mais típico de ataque químico, da ação do fogo ou de ciclos gelo-degelo. Quando se encontram em fase extremamente adiantada não há solução a recorrer, obrigando, portanto, à demolição do elemento ou da estrutura deteriorada. No caso em que a reparação ainda é viável (Figura 4.15), deve-se primeiramente remover a parte do betão deteriorada e aplicar um betão mais adequado ao meio ambiente agressivo com os procedimentos normais através de projeção. Ainda é possível utilizar soluções complementares de proteção, como por exemplo o uso de recobrimentos de argamassas resistentes a ataques químicos ou revestimentos impermeabilizantes. A reparação passa também pela eliminação da causa da patologia, ou pelo impedimento do acesso dos agentes agressivos aos materiais mais vulneráveis.



Fig. 4.15 - Desagregação em uma laje de betão armado [45]

4.7. INTERVENÇÃO ATRAVÉS DO REFORÇO ESTRUTURAL

O reforço estrutural é um tipo de intervenção utilizado quando existe a necessidade de aumentar a capacidade resistente da estrutura ou para corrigir possíveis falhas. O seu uso justifica-se no caso da estrutura não verificar a segurança, isto é, quando os esforços atuantes são superiores aos resistentes, seja por conta da presença de anomalias, mudança de uso do edifício com aumento de carga, ou ainda no caso da estrutura estar subdimensionada. Possui três fases [44]:

- Fase 1: Avaliação das condições atuais da estrutura;
- Fase 2: Escolha da solução de reforço;
- Fase 3: Análise e projeto.

Estas fases são apoiadas por ferramentas numéricas e ensaios experimentais. As ferramentas numéricas são importantes para a análise, dimensionamento e verificação da segurança, enquanto que os ensaios experimentais avaliam a eficiência da solução de reforço e verificam as condições de execução.

Entretanto, não há ainda um modelo teórico para redimensionamento das seções transversais dos elementos de betão armado depois de uma intervenção, mesmo que ultimamente esteja sendo estudado vários trabalhos de investigação, quer experimentais quer analíticos, de forma a obter métodos para resolver essa necessidade.

Uma estrutura existente reforçada requer um estudo complexo acerca dos seus novos esforços atuantes e resistentes. Os esforços atuantes deverão ser avaliados por meio de uma análise não-linear, visto que análises lineares não são recomendadas no caso da estrutura estar danificada. Já os esforços resistentes em elementos reforçados deverão ser calculados considerando na modelação os elementos estruturais existentes e seus eventuais danos antes do reforço, além do reforço em si e a ligação entre os materiais/elementos existentes com os novos.

De forma simplificada, os esforços atuantes podem ser obtidos através de uma análise linear com redistribuição de esforços e para a avaliação dos esforços resistentes, pode-se admitir que a estrutura existente não tem danos e que a ligação ao reforço é perfeita, afetando os resultados de um coeficiente global de segurança [44].

Em geral, as possíveis soluções a um determinado problema estrutural são diversas com várias alternativas igualmente válidas, eficazes e viáveis. Considerando-se que praticamente não há normas específicas para a reabilitação, a tomada de decisões deve contar com levantamento de dados detalhado e resultados de análises (teóricas e de laboratório). Desta forma, é importante que sejam estabelecidos critérios de avaliação complementares visando determinar a opção que se ajusta melhor a cada circunstância.

A seguir serão apresentados os principais métodos utilizados para reforçar elementos estruturais.

4.7.1. REFORÇO POR MEIO DE ENCAMISAMENTO EM BETÃO ARMADO

4.7.1.1. Definição do reforço e sua aplicação

O reforço de um elemento por encamisamento não é apenas a técnica de reforço mais comum, mas também a que melhor se identifica com a regra de os materiais novos e os existentes terem características e comportamento mecânico semelhantes. Consiste no aumento da seção transversal pela adição de uma armadura suplementar e de uma camada de betão que envolve a seção inicial e na qual ficam inseridas as novas armaduras [47]. Esta técnica é comumente utilizada quando se deseja [45]:

- Aumentar a capacidade resistente à flexão composta e/ou ao esforço transversal em pilares e paredes;
- Aumentar a capacidade resistente à flexão simples e ao esforço transversal em vigas ou lajes.

O betão a colocar no contorno do elemento estrutural deve possuir resistência adequada e a armadura deverá ser similar as já existentes. De forma a aumentar a trabalhabilidade e, portanto, facilitar a colocação em obra, recomenda-se que este betão deverá conter aditivos superfluidificantes e ter as características de fluidez e consistência adequados.

4.7.1.2. Vantagens e desvantagens

Esta técnica apresenta diversas vantagens. Além da compatibilidade entre o material original e o de reforço, tem-se uma ampla superfície de contato entre ambos, o que possibilita a necessária transferência de esforços. As novas armaduras podem ser ligadas às armaduras originais mediante algum tipo de ancoragem, e assim tem-se um elemento monolítico, capaz de incrementar a resistência e rigidez do elemento original. Outras vantagens estão no fato desta técnica ser de custo reduzido, utilizar mão-de-obra não especializada e a execução ser relativamente rápida. Além disso, o encamisamento com betão armado fornece uma maior proteção ao fogo devido a baixa condutividade térmica do betão, limitando os danos referentes a temperaturas extremas apenas às zonas superficiais do betão, oferecendo um suficiente isolamento térmico para as armaduras, e consequentemente evitando possíveis corrosão das mesmas.

Os pontos negativos referem-se ao aumento das dimensões da seção transversal, o qual pode ter implicações na arquitetura, causar restrições quando se pretende manter a utilização da construção e requerer um certo tempo até que o betão de encamisamento endureça e a estrutura possa ser posta em serviço. Além disso, deve-se ter um cuidado com a aderência das camadas.

4.7.1.3. Metodologia de aplicação

Primeiramente é necessário um escoramento de forma a permitir que o reforço seja aplicado com níveis de tensão mais baixos na seção inicial, o que tem vantagens sob o ponto de vista da deformabilidade da estrutura e do comportamento na rotura. Em determinadas situações o escoramento é necessário para evitar danos ou mesmo o colapso durante a execução dos trabalhos de reforço.

A técnica exige um tratamento das superfícies dos materiais existentes, semelhantes às descritas para as técnicas de reparação, de forma a se obter uma melhor ligação entre o material de adição e o existente. Esta operação envolve as seguintes etapas [45]:

1. Remoção do betão deteriorado ou desintegrado;
2. Aumentar a rugosidade da superfície através de jatos de areia e colocação de armaduras à vista;
3. Vincar juntas de betonagem;
4. Limpar as armaduras;
5. Retirar poeiras e impurezas com jatos de água e de ar.

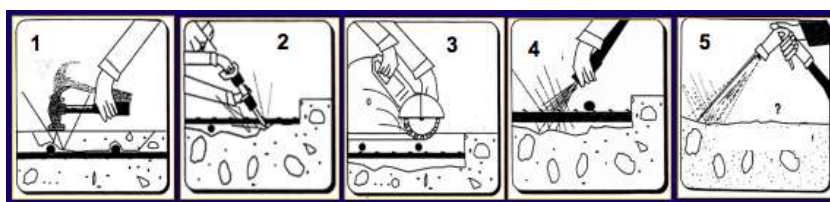


Fig. 4.16 - Passos de preparação das superfícies [45]

Após uma adequada preparação da superfície, são colocadas as armaduras adicionais, exteriormente à seção e então é feita a betonagem. O encamisamento pode ser realizado utilizando betão ou argamassa, desde que o material de reforço tenha uma boa aderência ao substrato e baixa retração. Quanto à tecnologia de aplicação, pode-se considerar o betão cofrado, projetado ou aplicado diretamente. De forma a se obter uma melhor ligação entre o betão ou argamassa de adição e o betão inicial, pode-se efetuar uma pintura com resina epóxi na superfície existente, devendo a mesma estar bem seca. Quando não se utiliza a resina, o betão inicial deve ser saturado de forma a melhorar a ligação. A última etapa

do processo de encamisamento de um elemento estrutural consiste na cura, para se obter uma maior resistência e aderência. Esta cura deve ser efetuada através de molhagens sucessivas ou da aplicação de membranas de cura [47].

4.7.1.4. Encamisamento em lajes maciças

O encamisamento em lajes maciças pode ser feito na face inferior, no caso de se desejar aumentar a capacidade resistente dos momentos fletores positivos (Figura 4.17) ou na face superior, afim de se aumentar a capacidade resistente dos momentos fletores negativos (Figura 4.18). A adição de uma nova camada de betão armado pela face superior é uma técnica de maior facilidade de aplicação, visto que se dispensa a cofragem. Também há a possibilidade do espessamento ser feito nas duas faces, caso necessário. Além das lajes maciças, o encamisamento também é uma técnica aplicada para lajes fungiformes ou lajes aligeiradas.



Fig. 4.17 - Espessamento pela face inferior de uma laje maciça [45]

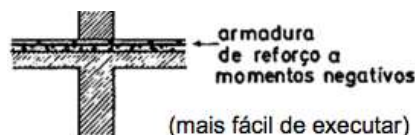


Fig. 4.18 - Espessamento pela face superior de uma laje maciça [45]
(mais fácil de executar)

4.7.1.5. Encamisamento em vigas

Nas vigas, este reforço poderá ser efetuado apenas para flexão ou à flexão e ao esforço transversal. No caso de ser reforçado apenas à flexão, tem-se um aumento da altura total da viga (Figura 4.19), enquanto que no reforço à flexão e ao esforço transversal, aumenta-se tanto a altura quanto a largura da viga, (Figura 4.20) [47]. Acrescenta-se a isso que por vezes seja necessário o encamisamento da viga na sua face superior devido aos altos momentos fletores negativos.

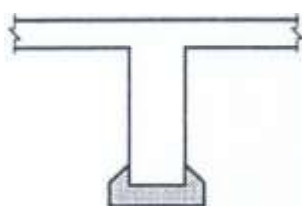


Fig. 4.19 - Reforço a flexão de uma viga [47]



Fig. 4.20 - Reforço a flexão e ao esforço transversal de uma viga [47]

4.7.1.6. Encamisamento em pilares

O encamisamento em pilares envolve normalmente toda a seção do pilar, sendo nomeado por encamisamento fechado (Figura 4.21). Porém, devido a alguma condicionante arquitetónica que possa existir, pode ser executado apenas o encamisamento em algumas faces do pilar, denominado por encamisamento aberto (Figura 4.22). Em geral, o encamisamento de pilares é efetuado ao longo de todo o seu comprimento, aumentando assim a resistência à compressão e à flexão, como pode ser observado na Figura 4.23 [47].



Fig. 4.21 - Encamisamento fechado do pilar [47]

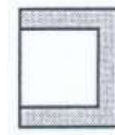


Fig. 4.22 - Encamisamento aberto do pilar [47]

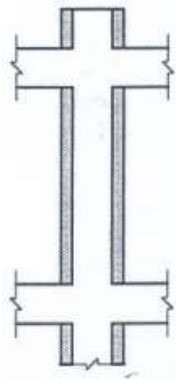


Fig. 4.23 - Encamisamento ao longo de todo comprimento do pilar [47]

4.7.1.7. Encamisamento em paredes estruturais

O encamisamento em paredes estruturais (Figura 4.24) aumenta a capacidade resistente ao corte, através do aumento da espessura da parede em todo o comprimento da seção transversal, e a flexão, com reforço nas extremidades da seção transversal [45].

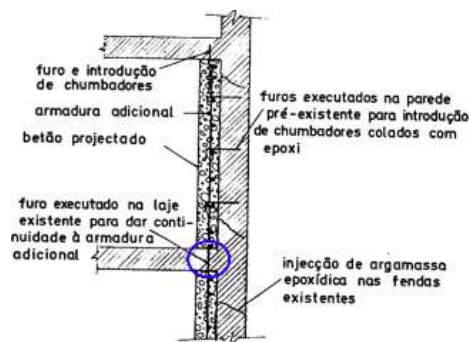


Fig. 4.24 - Encamisamento de uma parede estrutural de betão armado [45]

4.7.2. REFORÇO POR ADIÇÃO DE CHAPAS COLADAS

4.7.2.1. Definição do reforço e sua aplicação

Esta técnica, comumente utilizada para reforço a flexão de vigas (Figura 4.25) e lajes (Figura 4.26), é adequada quando há deficiência nas armaduras existentes e as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do betão se consideram ser adequadas [44]. É recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou quando não permitem grandes alterações na geometria das peças, visto que as dimensões da peça existente praticamente mantêm-se, à parte da própria espessura da chapa e de eventuais camadas de proteção contra o fogo e a corrosão da mesma [45].

Este reforço consiste na colocação de chapas metálicas que são fixados ao betão por colagem com resina epóxi, criando uma armadura secundária solidária à peça estrutural, aumentando assim a capacidade resistente à flexão simples e ao esforço transversal, em geral, em vigas e lajes. Desta forma, tem-se uma união monolítica entre a chapa de aço e a estrutura de betão, fazendo com que a estrutura reforçada trabalhe sob tensões previstas em cálculo e assim continue trabalhando ao longo do tempo de forma satisfatória.

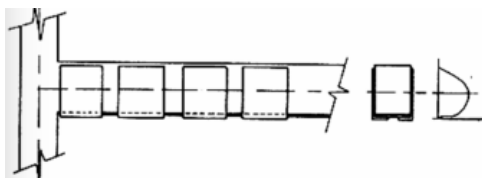


Fig. 4.25 - Reforço de uma viga ao esforço transversal através da colagem de chapas [45]



Fig. 4.26 - Reforço de uma laje à flexão através da colagem de chapas [45]

4.7.2.2. Vantagens e desvantagens

As maiores vantagens desta técnica são: melhoria da capacidade resistente, rapidez de execução, não há necessidade de instalações auxiliares importantes, acréscimo da seção muito pequeno, pouca interferência no uso da estrutura durante a execução da reabilitação e ausência de vibrações [46].

Em relação as desvantagens, destaca-se: elevado custo, não se aplica no reforço à compressão (as chapas tendem a encurvar), necessidade de grande controle de qualidade na execução, tendência de deslocamento das extremidades da chapa em relação ao substrato devido às elevadas concentrações de tensão nessa região, baixa resistência a elevadas temperaturas tanto por parte da chapa de aço quanto por parte da resina epóxi e a colagem das chapas impede a visualização de fissuras que podem aparecer [45; 46].

4.7.2.3. Metodologia de aplicação

Trata-se uma técnica simples, em termos de conceção, mas exigente quanto ao rigor executivo e à necessidade de um cuidadoso procedimento prévio de cálculo. Para que se tenha uma boa ligação de reforço, é necessário um cuidado na preparação da superfície do betão e do aço. A superfície deverá ser preparada removendo as impurezas depositadas, retirando o betão degradado e aumentando a sua rugosidade, de forma a garantir boas condições de aderência entre a peça existente e a reparação [45].

Após preparação das superfícies dos materiais, são então executados os furos para colocação das buchas dos parafusos de suportes. O reforço com chapas, mesmo em situação de colagem, deve ser complementado com buchas metálicas. Estas têm o seu contributo principal no reforço da capacidade última da ligação, reduzindo o risco de rotura frágil. Os ensaios experimentais têm mostrado que a amarração com buchas metálicas nas extremidades das chapas é muito eficiente. Em alguns casos em que não foi utilizado esta técnica, observou-se um arrancamento da chapa nas suas extremidades, conduzindo a um colapso prematuro.

A chapa a ser utilizada deve possuir dimensões limitadas, isto é, a espessura e a largura da chapa devem ser inferiores a 4 mm e 300 mm, respetivamente. Em relação a espessura da camada de resina, ela deve ser inferior a 2 mm, uma vez que espessuras elevadas conduzem a uma ligação menos eficiente. A

colagem de chapas metálicas ao betão requer a utilização de resinas com altas capacidades de aderência e resistência mecânica, e o aço deverá ser submetido à decapagem a jato abrasivo [44].

Quando fixadas, as chapas deverão ser submetidas a uma pressão uniforme para que o excesso de resina seja expulso e se atinja uma espessura de camada do ligante adequada (Figura 4.27). Esta pressão poderá ser feita por escoras metálicas ajustáveis, e deverá ser mantido até que a resina esteja totalmente endurecida. A selagem das juntas entre o betão e a chapa metálica é feita utilizando argamassa à base de resina epóxi e deve-se controlar o enchimento para garantir monolitismo das ligações de reforços metálicos a peças do betão.

A desmontagem do sistema de aperto das chapas metálicas deve ser feita após 7 dias, no mínimo. Então, para finalizar, deve-se remover as partes de resina escorrentes, limpar as chapas e proteger as faces expostas através de pinturas anticorrosivas [45].



Fig. 4.27 - Sistema de pressão nas chapas metálicas de reforço coladas ao betão [45]

4.7.3. REFORÇO UTILIZANDO COMPÓSITOS EM FIBRA FRP

4.7.3.1. Definição do reforço

O reforço usando polímeros reforçados com fibras *FRP systems* apresenta-se com uma solução eficiente para o reforço de estruturas que necessitam de ser reparadas, reabilitadas ou adaptadas a novos requisitos. Trata-se de um sistema constituído por laminados ou mantas em fibra de carbono, vidro ou aramida e um conjunto de resinas de alta performance que são prescritos de acordo com as necessidades do projeto.

O sucesso de um reforço utilizando compósitos FRP depende de vários fatores, isto é, o comportamento final de um compósito de FRP é acentuadamente dependente dos materiais que o constituem, da disposição das fibras principais de reforço e da interação entre os referidos materiais. Os fatores intervenientes nesse comportamento são a orientação, o comprimento, a forma e a composição das fibras, as propriedades mecânicas da resina da matriz, assim como a adesão ou ligação entre as fibras e a matriz [12].

O tipo de fibra e da matriz polimérica, bem como a interface entre elas são de suma importância para determinar a resistência e a rigidez dos compósitos FRP. Cada um destes componentes deve apresentar um conjunto de características que permita um desempenho satisfatório do compósito.

A matriz polimérica, constituída de resina, *filler* e aditivos, apesar de pouco resistente, tem a função de transferir e distribuir as cargas pelas fibras, proteger as fibras das ações ambientais e manter as fibras na sua posição, evitando uma possível encurvadura quando solicitados em compressão. As resinas podem ser termoendurecíveis (poliéster, viniléster, epóxi) ou termoplásticas (polietileno, polipropileno), sendo a resina epóxi a mais utilizada [45].

As fibras contínuas podem ser unidirecionais, bidirecionais ou multidirecionais. Possuem a função de melhorar a capacidade resistente dos elementos estruturais existentes em termos de resistência e rigidez. As fibras podem ser de carbono (CFRP), vidro (GFRP) e aramida (AFRP).

4.7.3.2. Fibras de carbono (CFRP)

As fibras de carbono, de coloração preta, são as que melhor se ajustam às exigências do reforço de estruturas, pois além de maiores resistências à tração e à compressão, o valor do módulo de elasticidade longitudinal é o mais próximo ao do aço. Trata-se de uma fibra que proporciona alta rigidez aos elementos por ela reforçados, além de apresentar uma satisfatória condutividade térmica.

As fibras de carbono são aplicadas sobre um adesivo epóxi previamente aplicado sobre a superfície de betão preparada, que tem a função de transferir as forças solicitantes da estrutura para o elemento de reforço. A distribuição destes esforços ao longo do comprimento da ligação está sujeita ao comportamento de redistribuição de esforços na estrutura. Uma vez surgida uma zona de fraqueza na ligação, se instala um acréscimo de tensão em outra região da ligação. Esse processo vai sucedendo progressivamente até que, sem aviso prévio, pode surgir o colapso brusco do sistema de reforço [12].

As maiores vantagens da utilização de CFRP no reforço de elementos estruturais são: peso específico e espessura muito reduzidos, fácil transporte e manuseamento, rápida e fácil aplicação, elevado módulo de elasticidade, boa resistência química (corrosão), bom comportamento à fadiga e ao choque e bom isolamento eletromagnético.

Em relação as desvantagens, tem-se: menor resistência ao esforço transversal, reduzida resistência aos raios UV e ao fogo, comportamento frágil, só funcionam a tração, exigem cuidados específicos de aplicação e tem uma ligação deficiente (betão/resina/fibras) em ambientes húmidos [45].



Fig. 4.28 - Laminados em vigas para reforço a flexão [45]



Fig. 4.29 - Mantas em um pilar circular para reforço por confinamento [45]

4.7.3.3. Fibras de vidro (GFRP)

As fibras de vidro, de cor branca, são aquelas que apresentam maior resistência à tensão e menor massa por unidade de comprimento, sendo um material muito leve. Além disso, os GFRP possuem elevada resistência mecânica e resistência à deterioração química (como por exemplo, a corrosão), baixo coeficiente de dilatação térmica, baixo custo, absorvem pouca humidade, são de rápida instalação e fácil manutenção. As maiores dificuldades da utilização de fibras de vidro no reforço estão relacionadas ao comportamento frágil do material, a perda de resistência na presença de água, a sua instabilidade e deformabilidade, e ao seu comportamento em situação de incêndio. Como possuiu grande deformabilidade, não são indicadas para reforço em estado limite último (corte e flexão), mas sim para combater a deformação e fendilhação no estado limite de serviço das estruturas [49].

4.7.3.4. Fibras de aramida (AFRP)

A utilização de fibras de aramida, de coloração amarelada, faz com que a estrutura se torne altamente resistente ao impacto e à abrasão, além de aumentar a rigidez do elemento, ser resistente a rachadura e ser um material incombustível. As fibras de aramida podem ser consideradas bastante duráveis, apresentando excelente resistência química, aos solventes, combustíveis e ao ataque da água do mar, sendo esta durabilidade inerente à corrosão das fibras de aramida uma das mais importantes vantagens competitivas que justifiquem a sua utilização. Porém, se comparada às demais fibras, ela apresenta um desempenho inferior quanto à compressão e absorve muita humidade, o que pode causar o inchamento das fibras, acarretando, em longo prazo, problemas de aderência ou de durabilidade [49].

4.7.3.5. Comparação de propriedades básicas das fibras

A Tabela 4.4 a seguir apresenta algumas características das propriedades básicas das fibras dos materiais compósitos, de acordo com uma classificação proposta pelo Instituto Japonês do Betão (Japan Concrete Institute – J.C.I.), numa de suas publicações técnicas [12; 50].

Tabela 4. 4 - Propriedades das fibras de reforço [12]

Tipo de Fibras		Res. Tracção (MPa)	Mód. Elast. (GPa)	Alongamento último (%)	Peso específico
Carbono	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	elevado mód. Elast.	2900	111	2,4	1,45
	elevada resistência	3500	74	4,6	1,39
Vidro	Vidro-E	3500	74	4,7	2,6

Em geral, os compósitos de fibra de carbono apresentam desempenho superior em termos de resistência mecânica e módulo de elasticidade. A aramida apresenta um desempenho intermediário e o vidro com desempenho inferior.

As fibras geralmente são no formato de laminados, tecidos ou mantas. São empregadas no reforço estrutural, no entanto os formatos têm diferentes aplicações: os laminados pré-fabricados, por sua característica rígida, são mais adequados para aplicação em superfícies planas, enquanto que os tecidos e mantas por serem curados *in situ* são flexíveis, o que possibilita sua aplicação em superfícies curvas. As mantas e tecidos são fornecidos na forma de rolos e podem vir pré-impregnadas com adesivo para manter o alinhamento das fibras e facilitar o manuseio, ou podem vir secas, sem adesivo [48].

4.7.3.6. Sistemas de reforço em CFRP

Existem duas formas distintas de aplicação dos CFRP no reforço de estruturas existentes [45]:

- Laminados: Consiste em fibras de carbono unidirecionais, já endurecidas (pré-curadas, prontos a usar). São colados com um adesivo de resina epóxi com espessura e largura controlada (Figura 4.30). “A orientação unidirecional das fibras confere ao laminado a maximização da resistência e da rigidez na direção longitudinal” [12].



Fig. 4.30 - Componentes de um sistema laminado de CFRP e sua aplicação no reforço de uma laje [12]

- Mantas: A fibra seca é endurecida *in situ*. São aplicados com resina de saturação, transformando a fibra em FRP (Figura 4.31). A saturação e a colagem são feitas ao mesmo tempo e é possível curar na forma desejável. As mantas são disposições de fibras contínuas e unidirecionais.



Fig. 4.31 - Manta unidirecional de CFRP e sua aplicação no reforço de uma laje [12]

Como já mencionado, os laminados funcionam exclusivamente de forma unidirecional e as mantas podem assumir um comportamento bidirecional, ou ainda multidirecional. Desta forma, os laminados são mais usados no reforço de vigas, aplicados ao longo da face inferior para reforçar a resistência a momentos positivos ou aplicados ao longo da face superior para reforçar a resistência aos momentos negativos. Também é possível melhorar a resistência ao corte das vigas aplicando laminados de FRP perpendiculares ao eixo longitudinal da viga [40].

Para os pilares, os laminados não são indicados tendo em conta que as fibras já estão endurecidas, dificultando a sua aplicação. Sendo assim, recomenda-se a utilização de mantas pois devido ao fato de serem curadas *in situ*, permitem que sejam moldadas à forma desejada para ser possível envolver todas as faces do pilar, de forma a obter um confinamento do betão mais eficaz e consequentemente uma maior resistência à compressão. As mantas são também mais aplicadas em lajes pois, para além do seu comportamento multidirecional, permitem cobrir uma área maior de forma mais eficaz e mais rápida que os laminados. No caso de lajes fungiformes poderá, na maioria dos casos, ser mais fácil a utilização de laminados [40].

4.7.3.7. Metodologia de aplicação

Inicialmente é preciso preparar a superfície que receberá o reforço. Deve-se remover o betão degradado, fazer o tratamento das armaduras e repor as seções em betão com argamassa de reparação ou microbetão. Então, deve-se reparar as fissuras através da selagem e injeções de resina epóxi em suas aberturas, e as superfícies devem estar limpas de qualquer impureza que possa prejudicar a aderência.

O reforço de estruturas, principalmente as de betão, normalmente é feito através da técnica passiva de colagem por meio de um adesivo. A eficiência e o comportamento do reforço dependem da capacidade aderente do adesivo, da sua capacidade de transmitir esforços, da sua resistência a agentes agressores do meio e do comportamento e capacidade resistiva do elemento de reforço. As técnicas de aplicação diferem no caso de se utilizar laminados ou mantas.

Técnica de aplicação para laminados [45]:

1. Preparação do substrato (decapagem e tratamento das arestas);
2. Aplicação do primário de forma a preencher os poros;
3. Eventual aplicação de argamassa de regularização;
4. Limpeza do laminado;
5. Aplicação do adesivo epóxi;
6. Aplicação e ajuste manual do laminado, e pressioná-los com um rolo rígido de borracha no elemento a ser reforçado;
7. Remoção do excesso de adesivo.

Técnica de aplicação para mantas [45]:

1. Preparação do substrato (decapagem e tratamento das arestas);
2. Aplicação do primário de forma a preencher os poros;
3. Eventual aplicação de argamassa de regularização;
4. Aplicação da primeira camada de resina. Deve ser aplicado no suporte (sem pré-saturação da manta) e aplicada também diretamente na manta (com pré-saturação da manta);
5. Aplicação das mantas. Elas devem ser cortadas, ajustadas e pressionadas com um rolo rígido de estrias no elemento a ser reforçado;
6. Aplicação da segunda camada de resina;
7. Aplicação de uma camada de revestimento (opcional).

4.7.3.8. Aplicação do reforço

Os sistemas *FRP* são especificados e instalados para fazer face a deficiência ou exigências estruturais, como por exemplo: inadequada conceção estrutural, requisitos de aumentos de carga devido a alterações de uso ou regulamentares, cargas excepcionais ou acidentais, adaptação de estruturas a ações de impacto ou explosões e reposição de armaduras corroídas. Além disso, o reforço com FRP também é recomendado quando o aspeto estético é importante ou ainda quando é inconveniente o aumento das seções.

Pode ser utilizado em betões de média ou boa qualidade. O reforço pode ser aplicado em lajes, vigas, paredes resistentes e em pilares, como pode ser observado na Figura 4.32. Nas lajes tem-se um reforço à flexão enquanto que nas vigas o reforço ao esforço cortante é dado através de mantas ou tecidos de carbono. Nas paredes resistentes tem-se um aumento de capacidade de carga, rigidez ou resistência a tração e nos pilares o confinamento total utilizando mantas de carbono aumenta a resistência do elemento à compressão [51].



Fig. 4.32 - Reforço com fibra de carbono em lajes, vigas, paredes resistentes e pilares [51]

4.7.4. REFORÇO POR INTRODUÇÃO DE PERFIS METÁLICOS

4.7.4.1. Definição do reforço e sua aplicação

Este reforço em estruturas de betão armado consiste na incorporação de perfis metálicos comerciais na peça existente nos lugares adequados, eventualmente complementada pela introdução de chapas metálicas coladas, soldadas ou chumbadas (Figura 4.33). Os elementos reforçados se comportam, no seu estado limite último, como peças de betão armado tradicionais e com armadura total idêntica à soma das armaduras (interior e exterior) da peça reforçada, de forma a apresentar um comportamento em serviço melhor do que as estruturas tradicionais [45].

A maior dificuldade consiste em conseguir um funcionamento conjunto eficaz das peças existentes e dos perfis metálicos de reforço. Devido à alteração de rigidez e resistência, devem ser estudados os eventuais efeitos secundários do reforço de uma peça estrutural nos restantes elementos.

Este reforço é aplicado quando se pretende [45]:

- Aumentar a capacidade resistente à flexão composta e ao corte em pilares e em vigas;
- Aumentar a capacidade resistente ao corte e a solidarização em paredes;
- Aumentar a resistência ao punçoamento ou modificar o sistema estrutural de apoio em lajes.



Fig. 4.33 - Reforço de uma viga com a introdução de perfis metálicos [45]

4.7.4.2. Vantagens e desvantagens

As maiores vantagens desta técnica são [45]:

- Aumento da capacidade resistente e da ductilidade da peça;
- Rapidez de execução e de colocação em carga da estrutura reforçada;
- Manutenção da seção existente (na maioria dos casos);
- Possibilidade de manter em serviço a estrutura a reforçar.

Em relação às desvantagens, sabe-se que [45]:

- Necessidade de grande controle na execução;
- Necessidade de proteger todas as peças metálicas contra o fogo e a corrosão através da colocação de revestimentos exteriores de materiais adequados;
- Possível concentração de tensões de corte nas lajes entre troços de pilares reforçados;
- Elevado custo;
- Mão de obra relativamente especializada.

5

EXEMPLO PRÁTICO: ESTUDO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM BETÃO ARMADO

5.1. INTRODUÇÃO

Após toda teoria exposta acerca do tema de reavaliação da segurança estrutural e da reabilitação de edifícios de betão armado, que foi retratado nos capítulos anteriores, este capítulo tratará especificamente da aplicação ao estudo da reabilitação de um edifício residencial em betão armado.

Procurou-se um exemplo relativamente simples, de um edifício regular de betão armado que já possua um dimensionamento estrutural, para que assim seja possível considerar diversos cenários, com aplicação dos coeficientes parciais de segurança, de forma a avaliar a segurança da estrutura com a aplicação da metodologia apresentada.

5.2. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO

Trata-se de um edifício residencial localizado numa zona urbana, construído à cerca de 40 anos, porém abandonado após concluída a construção da estrutura. Portanto, trata-se de um edifício deteriorado devido a ação de intempéries, e que jamais foi habitado pois a construção foi interrompida antes mesmo de iniciar a fase de acabamentos. Entretanto, há um interesse para que seja feito um estudo das suas atuais condições, visando uma análise aprofundada da estrutura existente e possíveis intervenções a serem feitas afim de garantir a sua segurança estrutural. Desta forma, deseja-se terminar a sua construção e enfim, torná-lo um edifício habitável e utilizável para a proposta a que foi concebido.

O edifício é constituído por dois corpos estruturais A e B, com desenvolvimento em planta em forma retangular com dimensões aproximadamente iguais de 22,00 x 18,00 m² cada. Os blocos residenciais são separados por uma junta de dilatação, sendo que o eixo de um dos seus blocos está deslocado em relação ao outro. O presente relatório destina-se apenas ao estudo do bloco A. Este bloco não possui caixa de elevador ou caixa de escada visto que ambos se encontram no bloco B.

Trata-se de um edifício que possui 8 pavimentos, sendo duas caves e seis andares residenciais. Os pisos -2 (totalmente enterrado) e -1 (parcialmente enterrado) destinam-se à garagem do edifício. Para conter as forças de impulsos causadas pelo terreno nesses dois pisos construiu-se muros de contenção em todas as alçadas do edifício, exceto na face que possui a junta de dilatação. Os demais pisos são residenciais e foram projetados para possuir quatro apartamentos por andar, porém de tipologias diferentes. Enquanto que o piso térreo possui três apartamentos T2 e um T1, os restantes (do piso 1 ao piso 5) são compostos por quatro apartamentos T2.

A seguir serão exibidas as plantas arquitetônicas as quais o edifício foi planeado, ainda que a obra tenha sido interrompida após a conclusão da parte estrutural. Não serão mostradas as plantas de todos os pisos, visto que tem andares com plantas arquitetônicas praticamente idênticas. Desta forma, serão exibidas a planta do rés do chão (com os dois corpos estruturais), a planta do piso -2 (sub cave), a planta do piso tipo, além dos alçados principal, posterior e lateral.



Fig. 5.1 - Planta arquitetônica do rés do chão e destaque ao bloco A

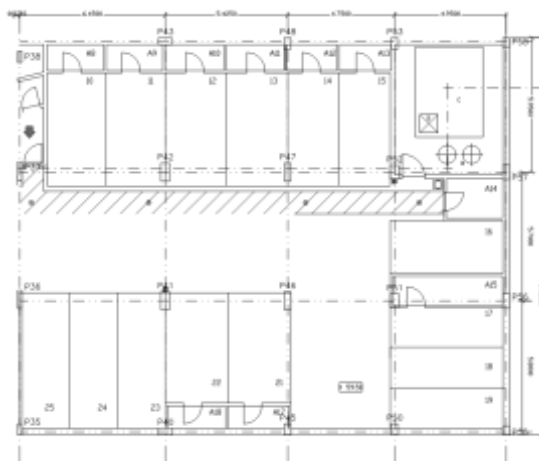


Fig. 5.2 - Planta arquitetônica da sub cave

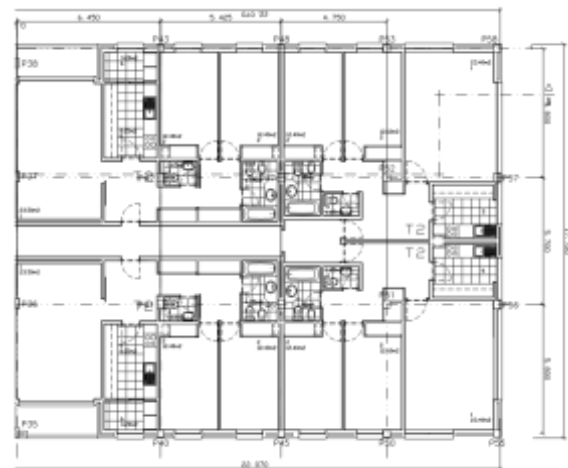


Fig. 5.3 - Planta arquitetônica do piso tipo

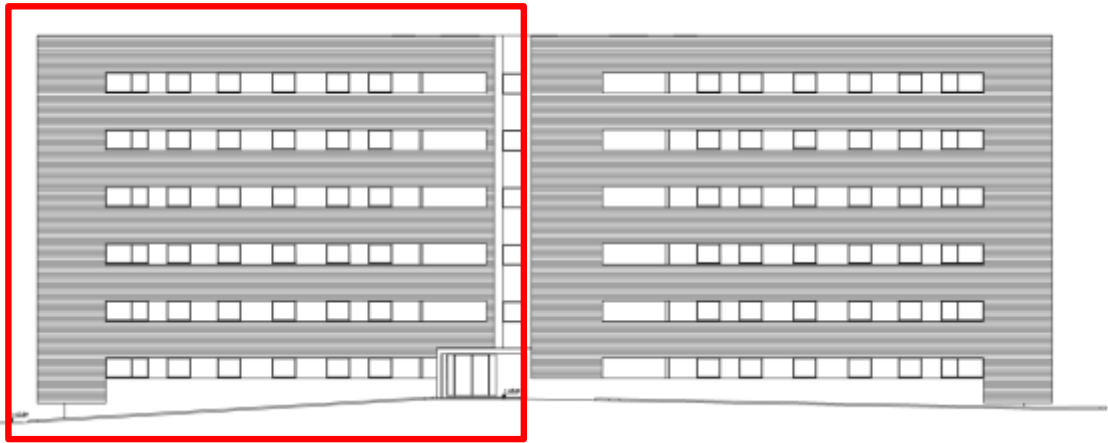


Fig. 5.4 - Alçado principal e destaque ao bloco A



Fig. 5.5 - Alçado posterior e destaque ao bloco A

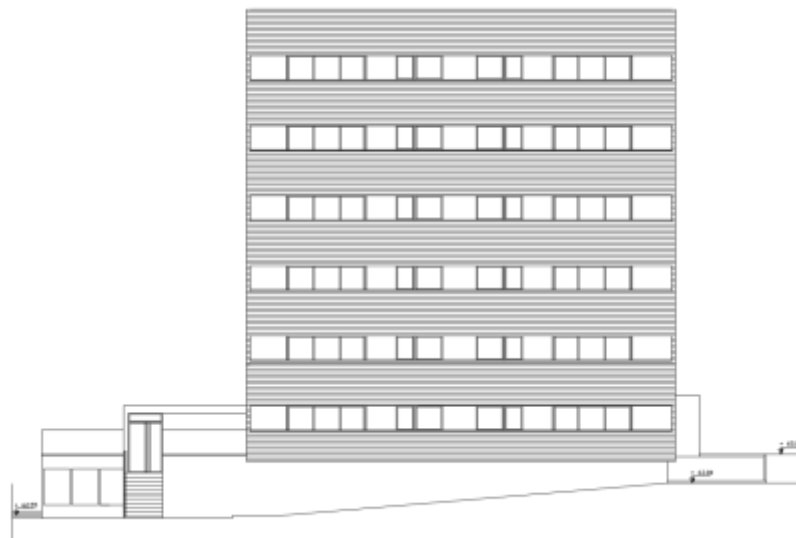


Fig. 5.6 - Alçado lateral

5.3. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

5.3.1. MATERIAIS ESTRUTURAIS

O material estrutural utilizado é o betão de classe de resistência C20/25 e aço com classe de resistência A400NR. Em síntese, os componentes dos materiais estruturais poderão ser observados na Tabela 5.1 a seguir.

Tabela 5.1 – Materiais estruturais

BETÃO	
Elementos estruturais de betão armado	Betão C20/25
Elementos de fundação	Betão C20/25
AÇO	
Armaduras	Aço A400NR

5.3.2. AÇÕES NO EDIFÍCIO

5.3.2.1. Cargas verticais

Além do peso próprio, o edifício está sujeito às restantes cargas permanentes e sobrecargas. Os valores das cargas foram adotados de acordo com as recomendações do EC0 [38]. O valor da sobrecarga na cobertura é menor em relação aos pavimentos-tipo devido à cobertura ser um piso que não possui acesso aos moradores, apenas em situações de manutenção. A Tabela 5.2 apresenta as cargas que foram consideradas no edifício.

Tabela 5.2 – Cargas da estrutura

PAVIMENTO TIPO	
Peso próprio	25 kN/m ³
Restantes cargas permanentes	3 kN/m ²
Sobrecarga	2 kN/m ²
COBERTURA	
Peso próprio	25 kN/m ³
Restantes cargas permanentes	3 kN/m ²
Sobrecarga	1 kN/m ²

5.3.2.2. Ação do vento

A ação do vento não foi considerada pois trata-se de uma estrutura localizada numa zona urbana, cercada de edifícios, que impedem que a ação do vento se torne uma carga horizontal relevante. Desta forma, de acordo com o Eurocódigo 1 – Parte 4 (EC1-4) [52] considerou-se categoria do terreno IV, como pode ser observado na Tabela 5.3 a seguir.

Tabela 5.3 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros [52]

CATEGORIA DO TERRENO		z_0 (m)	z_{min} (m)
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separação entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifício, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas urbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m	1	15

5.3.2.3. Ação de neve e fogo

Para além da ação do vento, as ações de neve e fogo também não foram consideradas. Tratam-se de ações não muito relevantes para o objetivo do trabalho, e o fato do edifício estar localizado em Portugal faz com que, salvo raras exceções, a ação da neve não atinja valores relevantes.

5.3.2.4. Ação sísmica

Na eventualidade da ocorrência de um sismo, o projeto de estruturas deve assegurar a proteção das vidas humanas, a ocorrência de danos o mais limitados possíveis e também garantir que instalações de proteção civil importantes estejam mantidas operacionais.

Para a ação sísmica na estrutura em análise, foi avaliado o valor da força horizontal absorvida por cada pilar, provocada por esta ação, de forma a verificar se esta ação é relevante no projeto de estruturas.

Foi considerado dois tipos de sismo [53]:

- Sismo tipo I: referente ao sismo afastado, de grande distância focal e magnitude (interplacas);
- Sismo tipo II: referente ao sismo próximo, de pequena distância focal (intraplacas).

De acordo com o zoneamento sísmico, a cidade do Porto encontra-se na Zona 1.6 para um sismo afastado (tipo I) e na Zona 2.5 para um sismo próximo (tipo II), como pode ser observado no mapeamento da Figura 5.7, fornecido pela EC8-1.

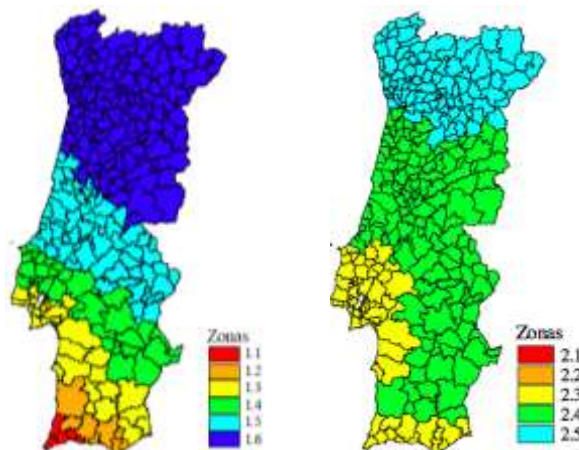


Fig. 5.7 - Zoneamento sísmico em Portugal continental – Ação sísmica tipo I e tipo II, respetivamente [53]

A aceleração máxima de referência (a_{gR}) é obtida em função do zoneamento sísmico. Desta forma, de acordo com a Tabela 5.4, tem-se que:

- Ação sísmica Tipo I – Zona 1.6: $a_{gR} = 0,35 \text{ m/s}^2$
- Ação sísmica Tipo II – Zona 2.5: $a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$

Tabela 5.4 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [53]

Acção sísmica Tipo I		Acção sísmica Tipo II	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2	2.2	2
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Considerou-se também o terreno tipo B, que é um terreno com depósito de areia muito compacta, e edifício com classe de importância II, que corresponde à classe para edifícios correntes. Para esta classe, tem-se que o coeficiente de importância γ_I é igual a 1,0. Desta forma, de acordo com a equação 5.1 tem-se que:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \Leftrightarrow a_g = a_{gR} \quad (5.1.)$$

Os espectros de resposta elásticas para ações sísmicas do tipo I e II são definidos de acordo com o tipo de terreno. Os valores destes parâmetros podem ser observados nas Tabelas 5.5 e 5.6 a seguir, fornecidos pelo EC8-1 [53].

Tabela 5. 5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo I [53]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00
D	2,00	0,10	0,80	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00

Tabela 5.6 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo II [53]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,25	2,00
D	2,00	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,25	2,00

Desta forma, para o sismo afastado (tipo I) os valores do espectro de resposta considerando terreno tipo B, de acordo com a Tabela 5.5, são:

- $S_{\max} = 1,35$
- $T_B = 0,1s$
- $T_C = 0,6s$
- $T_D = 2,0s$

De acordo com a Tabela 5.6, para o sismo próximo (tipo II) e terreno tipo B tem-se:

- $S_{\max} = 1,35$
- $T_B = 0,1s$
- $T_C = 0,25s$
- $T_D = 2,0s$

Após definição do espectro de resposta, determina-se o período de vibração fundamental T_1 , de forma a obter a força de corte sísmica na base F_b .

O período de vibração fundamental T_1 poderá ser determinado utilizando as expressões baseadas em métodos de dinâmica das estruturas (método de Rayleigh). Entretanto, o EC8-1 fornece uma expressão que pode ser utilizada em edifícios de até 40 m de altura, de forma a obter um valor aproximado de T_1 , dada pela equação 5.2 [53].

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (5.2.)$$

Em que:

C_t igual a 0,075 para pórticos espaciais de betão;

H altura do edifício a partir do nível superior de uma cave rígida.

Desta forma, de acordo com a equação 5.2, tem-se que:

$$T_1 = 0,075 \cdot 17,4^{3/4} = 0,639 \text{ s}$$

Após o cálculo do período de vibração fundamental da estrutura, é possível obter o espectro de cálculo $S_d(T)$, definido pelas equações a seguir [53].

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.3.)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.4.)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.5.)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.6.)$$

Em que foi considerado um coeficiente de comportamento q de 3, e o valor de β recomendado é 0,2.

Ambos sismos (tipo I e tipo II) possuem o valor de T_1 entre T_C e T_D . Logo, a partir da equação 5.5, o valor de $S_d(T)$ é dado por:

- Sismo tipo I (afastado)

$$S_d(T) \begin{cases} = 0,35 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,5}{3,0} \cdot \frac{0,6}{0,639} = 0,370 \text{ m/s}^2 \\ \geq 0,2 \cdot 0,35 = 0,07 \text{ m/s}^2 \end{cases}$$

- Sismo tipo II (próximo)

$$S_d(T) \begin{cases} = 0,80 \cdot 1,35 \cdot \frac{2,5}{3,0} \cdot \frac{0,25}{0,639} = 0,352 \text{ m/s}^2 \\ \geq 0,2 \cdot 0,80 = 0,16 \text{ m/s}^2 \end{cases}$$

Enfim, a força sísmica de corte na base F_b é dada por [53]:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.7)$$

Em que:

$S_d(T_1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 (calculado acima);

m massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;

λ fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ se o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos.

Desta forma, de acordo com a equação 5.7, tem-se as seguintes forças de corte na base:

- Sismo tipo I (afastado)

$$F_b = 0,370 \cdot \frac{22365,70}{9,81} \cdot 0,85 = 717,025 \text{ kN}$$

- Sismo tipo II (próximo)

$$F_b = 0,352 \cdot \frac{22365,70}{9,81} \cdot 1,0 = 802,521 \text{ kN}$$

Como observado, o valor da massa do edifício foi calculado pela razão entre o peso total do edifício (22365,70 kN) e a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$). Este peso total do edifício a partir do nível superior de uma cave rígida é dado pelo peso próprio da laje, pelo valor quase permanente da sobrecarga

e o peso próprio das vigas e dos pilares. O cálculo do peso total do edifício pode ser observado a seguir, e o seu valor final está apresentado na Tabela 5.8.

- Peso próprio das lajes + restantes cargas permanentes

$$\text{Peso laje } g = \gamma_c \cdot \text{espessura} \cdot \text{área} + r_{cp} \cdot \text{área} \quad (5.8.)$$

$$\text{Peso } g = 25,0 \cdot 0,2 \cdot (21,575 \cdot 17,47) + 3,0 \cdot (21,575 \cdot 17,47) = 3015,32 \text{ kN/piso}$$

- Valor quase permanente da sobrecarga

$$\text{Peso laje } q = \psi_2 \cdot \varphi \cdot Q \cdot \text{área} \quad (5.9.)$$

Em que:

$$\psi_2 = 0,2;$$

$$\varphi = 1 \text{ para cobertura, } 0,8 \text{ para pisos correlacionados e } 0,6 \text{ para pisos independentes;}$$

Logo, de acordo com a equação 5.9, tem-se que:

- Pisos 0 até 4:

$$\text{Peso laje } q = 0,2 \cdot 0,8 \cdot 2,0 \cdot (21,575 \cdot 17,47) = 120,61 \text{ kN/pisos}$$

- Piso 5:

$$\text{Peso laje } q = 0,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot (21,575 \cdot 17,47) = 75,38 \text{ kN/piso}$$

- Peso próprio das vigas

$$P.P \text{ vigas} = (h_{viga} - h_{laje}) \cdot b_{viga} \cdot \Sigma \text{perímetro} \cdot \gamma_c \quad (5.10.)$$

$$\text{Peso viga} = (0,5 - 0,2) \cdot 0,25 \cdot (4 \cdot 21,575 + 4 \cdot 17,47) \cdot 25 + (0,55 - 0,2) \cdot 0,25 \cdot 17,47 \cdot 25$$

$$\text{Peso viga} = 331,05 \text{ kN/piso}$$

- Peso próprio dos pilares

Tabela 5.7 - Peso próprio dos pilares por piso

Piso	Altura (m)	b (m)	h (m)	Nro pilares	b (m)	h (m)	Nro pilares	b (m)	h (m)	Nro pilares	b (m)	h (m)	Nro pilares	b (m)	h (m)	Nro pilares	γ_c (kN/m ³)	Total (kN)
0	3,85	0,25	0,40	0	0,25	0,50	4	0,25	0,70	10	0,25	0,60	0	0,35	0,70	6	25,00	358,05
1	3,85	0,25	0,40	0	0,25	0,50	4	0,25	0,70	10	0,25	0,60	0	0,35	0,70	6	25,00	358,05
2	3,85	0,25	0,40	0	0,25	0,50	12	0,25	0,70	6	0,25	0,60	2	0,35	0,70	0	25,00	274,31
3	3,85	0,25	0,40	2	0,25	0,50	18	0,25	0,70	0	0,25	0,60	0	0,35	0,70	0	25,00	235,81
4	3,85	0,25	0,40	2	0,25	0,50	18	0,25	0,70	0	0,25	0,60	0	0,35	0,70	0	25,00	235,81
5	2,4	0,25	0,40	2	0,25	0,50	18	0,25	0,70	0	0,25	0,60	0	0,35	0,70	0	25,00	147,00

- Peso total da estrutura

Tabela 5.8 - Peso total da estrutura

Piso	Laje (kN)	Sob (kN)	Viga (kN)	Pilares (kN)	Total (kN)
0	3015,32	120,61	331,05	358,05	3825,03
1	3015,32	120,61	331,05	358,05	3825,03
2	3015,32	120,61	331,05	274,31	3741,30
3	3015,32	120,61	331,05	235,81	3702,80
4	3015,32	120,61	331,05	235,81	3702,80
5	3015,32	75,38	331,05	147,00	3568,75
				Peso total:	22365,7025

Ao definir as forças sísmicas de corte na base, pode-se distribuir as forças sísmicas horizontais por piso (F_i). Há dois métodos fornecidos pelo EC8-1 [53] para obtenção dessas forças: no primeiro método obtém-se através dos deslocamentos das massas no modo de vibração fundamental, e no segundo método admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura.

Utilizou-se o segundo método para obtenção dessas forças horizontais por piso, dado por [53]:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.11.)$$

Em que:

F_i força horizontal atuante no piso i;

F_b força de corte sísmica na base obtida pela expressão 5.7;

z_i, z_j altura das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica;

m_i, m_j massas dos pisos.

As Tabelas 5.9 e 5.10, referentes ao sismo tipo I e tipo II respetivamente, fornecem as forças horizontais por piso (F_i), por pórtico (considerando que tem 4 pórticos na direção x e 5 na direção y), e por pilar (considerando que tem 5 pilares por pórtico na direção x e 4 na direção y).

Tabela 5.9 - Forças horizontais por piso, por pórtico e por pilar do sismo tipo I

Sismo afastado (Tipo I)						
Força (kN)	z _i (m)	m _i (kN)	z _i · m _i	F _i (kN)	F _i /portico X (kN)	F _i /pilar (kN)
F0	2,90	3825,03	11092,60	35,42	8,85	1,77
F1	5,80	3825,03	22185,19	70,84	17,71	3,54
F2	8,70	3741,30	32549,27	103,93	25,98	5,20
F3	11,60	3702,80	42952,43	137,14	34,29	6,86
F4	14,50	3702,80	53690,53	171,43	42,86	8,57
F5	17,40	3568,75	62096,25	198,27	49,57	9,91
Fb =	717,025	Σz _j ·m _j =	224566,27			

Tabela 5.10 - Forças horizontais por piso, por pórtico e por pilar do sismo tipo II

Sismo próximo (Tipo II)						
Força (kN)	zi (m)	zi (m)	zi . mi	Fi (kN)	Fi/portico X (kN)	Fi/pilar (kN)
F0	2,90	3825,03	11092,60	39,64	9,91	1,98
F1	5,80	3825,03	22185,19	79,28	19,82	3,96
F2	8,70	3741,30	32549,27	116,32	29,08	5,82
F3	11,60	3702,80	42952,43	153,50	38,37	7,67
F4	14,50	3702,80	53690,53	191,87	47,97	9,59
F5	17,40	3568,75	62096,25	221,91	55,48	11,10
Fb =	802,521	$\Sigma zj.mj =$	224566,27			

Além disso, determinou-se o esforço transversal dos pilares de cada piso devido à aplicação das forças sísmicas definidas anteriormente. Considerou-se o efeito da excentricidade accidental pela abordagem simplificada do EC8-1 [53] (método 3), levando-se em conta uma análise tridimensional da estrutura. Assim, para considerar o efeito da excentricidade, multiplicou-se os esforços por $1+0,6.(x/L)$, em que L corresponde ao comprimento do vão na direção considerada, e x a distância a partir do centro do vão até o pórtico desejado. Os resultados dos esforços transversos por pilares para sismos dos tipos I na direção x e y podem ser observados nas Tabelas 5.11 e 5.12, respetivamente, enquanto para que o sismo tipo II, estes resultados podem ser observados nas Tabelas 5.13 e 5.14, para as direções x e y, respetivamente.

Tabela 5.11 - Esforço transversal por pilares na direção x considerando sismo tipo I

direção X					
Sismo afastado (Tipo I)			esforço transversal	esforço transversal por pilar	
Força (kN)	Fi (kN)	Fi/portico X (kN)		porticos laterais	porticos centrais
F0	35,42	8,85	179,26	46,61	39,43
F1	70,84	17,71	170,40	44,30	37,48
F2	103,93	25,98	152,69	39,70	33,59
F3	137,14	34,29	126,71	32,94	27,87
F4	171,43	42,86	92,42	24,03	20,33
F5	198,27	49,57	49,57	12,89	10,90
			Coef.	1,30	1,10

Tabela 5.12 - Esforço transversal por pilares na direção y considerando sismo tipo I

direção Y							
Sismo afastado (Tipo I)			esforço transversal	esforço transversal por pilar			
Força (kN)	Fi (kN)	Fi/portico Y (kN)		porticos laterais	portico B	portico D	portico C
F0	35,42	7,08	143,41	37,29	32,14	33,34	29,55
F1	70,84	14,17	136,32	35,44	30,55	31,69	28,09
F2	103,93	20,79	122,15	31,76	27,38	28,40	25,17
F3	137,14	27,43	101,37	26,36	22,72	23,56	20,89
F4	171,43	34,29	73,94	19,22	16,57	17,19	15,24
F5	198,27	39,65	39,65	10,31	8,89	9,22	8,17
			Coef.	1,30	1,12	1,16	1,03

Tabela 5.13 - Esforço transverso por pilares na direção x considerando sismo tipo II

direção X					
Sismo próximo (Tipo II)			esforço transverso	esforço transverso por pilar	
Força (kN)	Fi (kN)	Fi/portico X (kN)		porticos laterais	porticos centrais
F0	39,64	9,91	200,63	52,16	44,13
F1	79,28	19,82	190,72	49,59	41,95
F2	116,32	29,08	170,90	44,43	37,59
F3	153,50	38,37	141,82	36,87	31,19
F4	191,87	47,97	103,45	26,90	22,75
F5	221,91	55,48	55,48	14,42	12,20
			Coef.	1,30	1,10

Tabela 5.14 - Esforço transverso por pilares na direção y considerando sismo tipo II

direção Y							
Sismo próximo (Tipo II)			esforço transverso	esforço transverso por pilar			
Força (kN)	Fi (kN)	Fi/portico Y (kN)		porticos laterais	portico B	portico D	portico C
F0	39,64	7,93	160,50	41,73	35,97	37,31	33,07
F1	79,28	15,86	152,58	39,67	34,20	35,47	31,44
F2	116,32	23,26	136,72	35,55	30,64	31,78	28,17
F3	153,50	30,70	113,46	29,50	25,43	26,37	23,38
F4	191,87	38,37	82,76	21,52	18,55	19,24	17,05
F5	221,91	44,38	44,38	11,54	9,95	10,32	9,14
			Coef.	1,30	1,12	1,16	1,03

Com os resultados da ação sísmica expostos, conclui-se que as forças horizontais causadas por esta ação são relativamente baixas. Ao analisar a Tabela 5.9 por exemplo, referente as forças horizontais para o sismo tipo I (sismo afastado), nota-se que as forças absorvidas pelos pilares são pequenas, variando de 1,77 kN para os pilares do piso 0 até 9,91 kN para os pilares da cobertura.

Desta forma, a ação sísmica no edifício não foi considerada pelo fato da mesma não ser muito significativa em termos de dimensionamento.

5.3.3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

As dimensões dos elementos estruturais, bem como as armaduras adotadas no dimensionamento da estrutura nova poderão ser vistas adiante nesta seção.

5.3.3.1. Planta estrutural

A Figura 5.8 apresenta a planta estrutural do edifício no piso 0, bem como a marcação dos pilares, vigas e lajes, e as dimensões dos dois últimos.

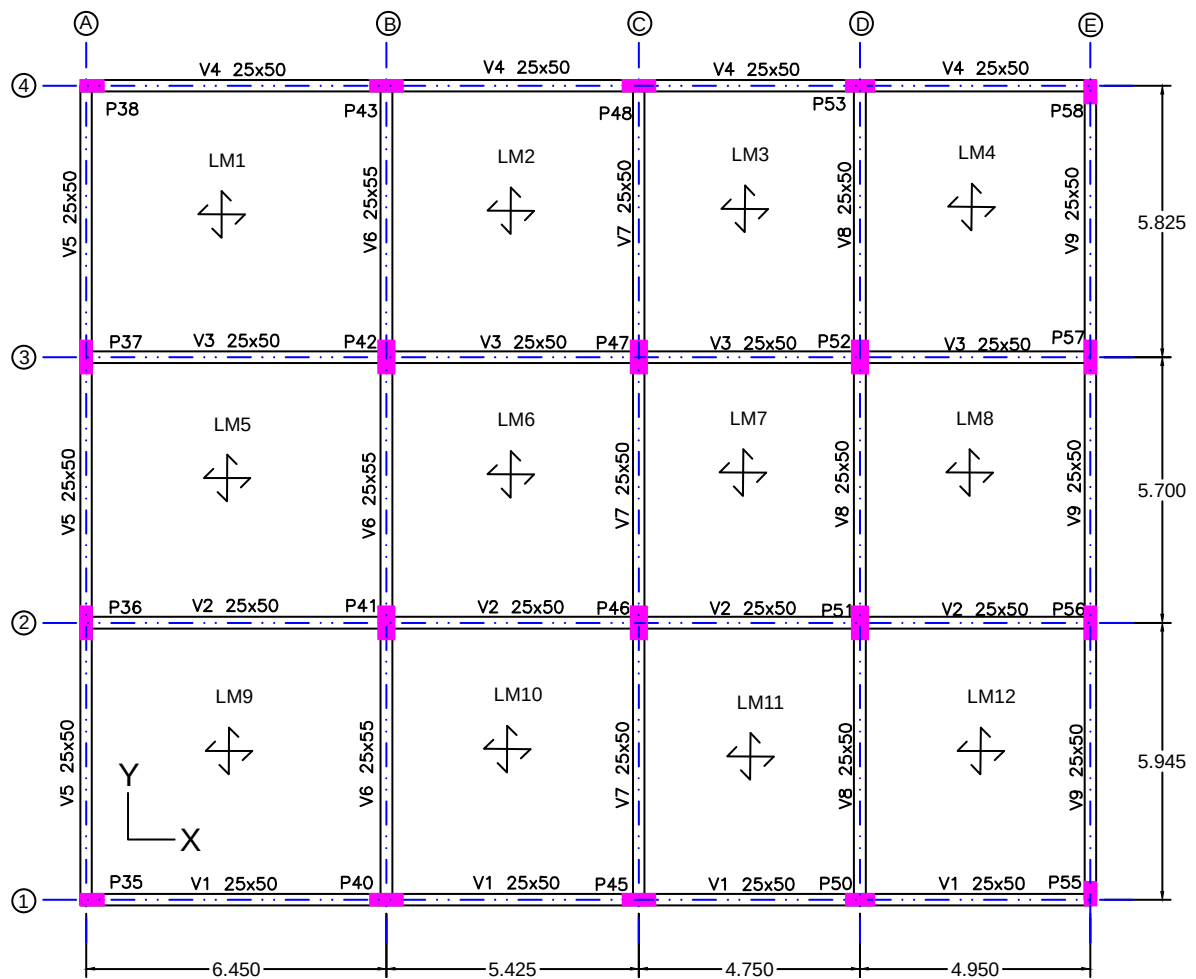


Fig. 5.8 - Planta estrutural do piso 0

5.3.3.2. Dimensionamento estrutural das lajes

Trata-se de um edifício de betão armado com laje maciça de espessura de 20 cm e armada nas duas direções. Os pilares são contínuos desde a sua fundação até ao topo e alguns pilares apresentam redução das dimensões em altura. As vigas, na sua maioria, têm dimensões 25x50 cm², e apenas uma delas (no alinhamento B) possui dimensão 25x55 cm².

O edifício é constituído por lajes maciças de betão armado de espessura de 20 cm e armada nas duas direções. As armaduras adotadas nas lajes são iguais de um piso para o outro, isto é, a armadura da laje L1, por exemplo, segue a mesma independente do piso que se verifique. Como são lajes bidirecionais, tem-se armaduras nas duas direções, sendo a armadura na direção y estando acima da armadura na direção x para o caso da armadura superior. Por isso, tem-se um recobrimento das armaduras na direção x de 4 cm, enquanto que na direção y este recobrimento é de 3 cm.

A seguir pode ser observado estas armaduras. Para melhor visualização, elas são separadas em armaduras inferiores (Figura 5.9) e armaduras superiores (Figura 5.10).

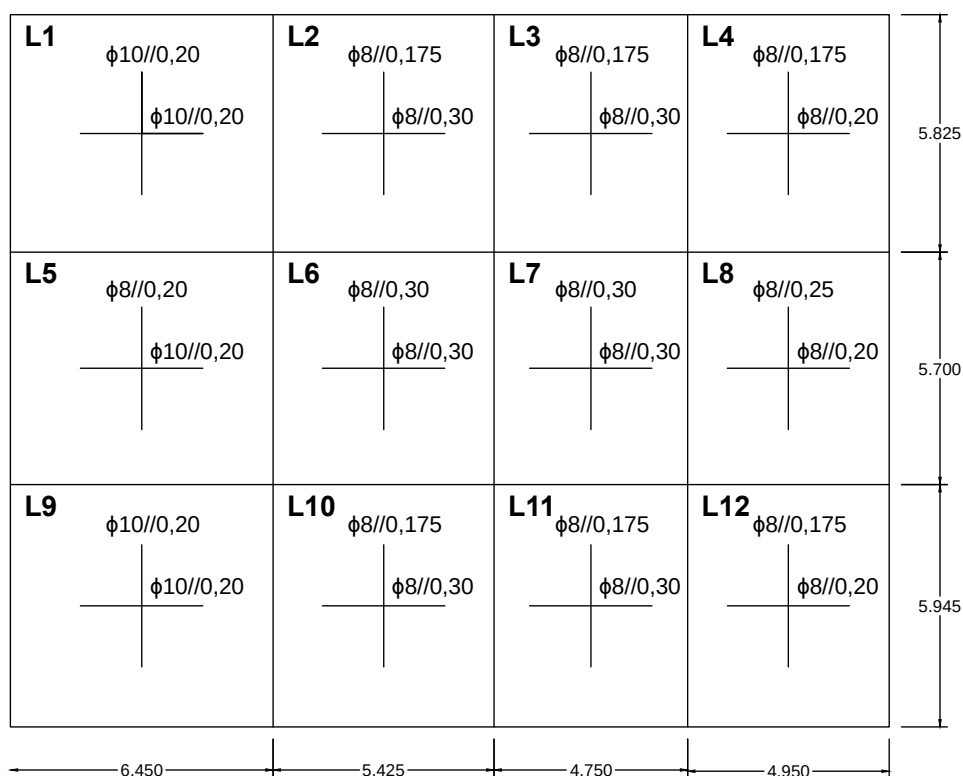


Fig. 5.9 - Armaduras inferiores das lajes

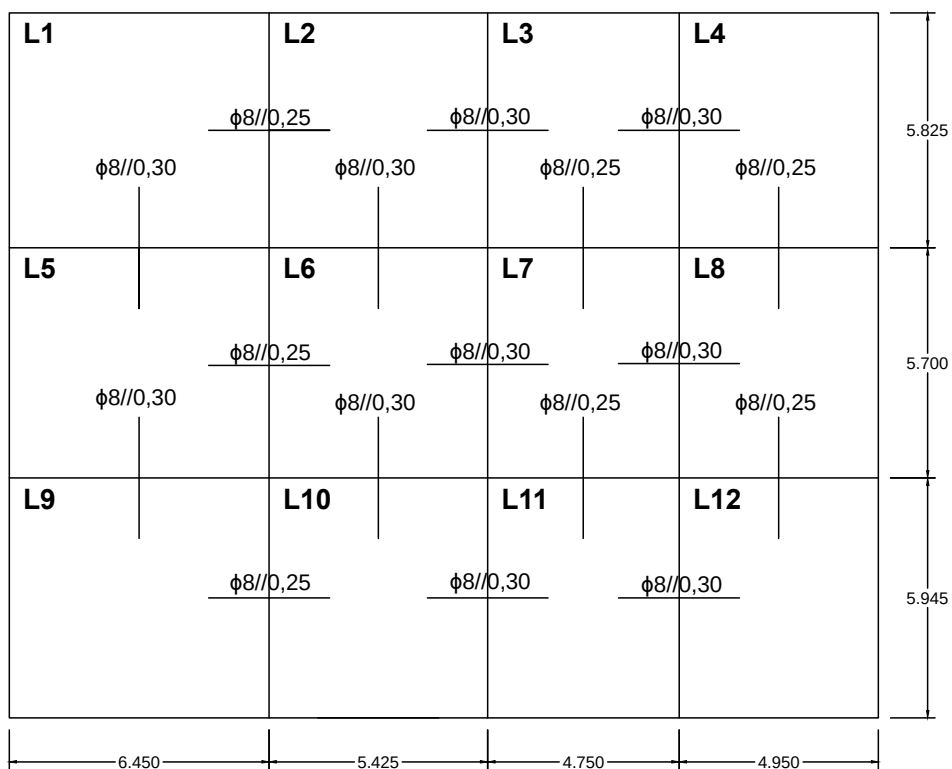


Fig. 5.10 - Armaduras superiores das lajes

5.3.3.3. Dimensionamento estrutural das vigas

Todas as vigas do edifício são vigas contínuas de betão armado com recobrimento de 3 cm das suas armaduras. Possuem a mesma seção transversal e a mesma armadura em todos os pisos do edifício. As vigas possuem dimensões de 25x50 cm², exceto a V6 (viga do alinhamento B) que possui seção transversal 25x55 cm².

Para as vigas V1, V2, V3 e V4 adotou-se armaduras diferentes no primeiro trecho em relação aos restantes pelo fato dos esforços serem muito maiores no seu primeiro vão, enquanto que as restantes vigas contínuas possuem uma mesma armadura em todos os seus vãos. Devido à proximidade dos esforços atuantes, conseguiu-se uma uniformização das armaduras, como ocorre por exemplo com as vigas V1 e V4. As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam as armaduras das vigas do edifício.

VIGA PISO	V1 / V4		V2 / V3	
	1º tramo	restantes tramos	1º tramo	restantes tramos
5				
4				
3				
2				
1				
0				
-1				
-2				

Fig. 5.11 - Solução estrutural das vigas V1 a V4

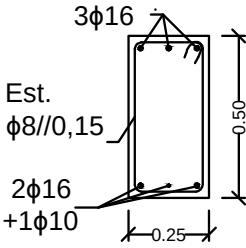
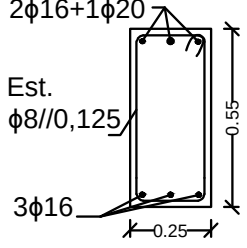
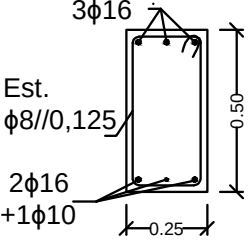
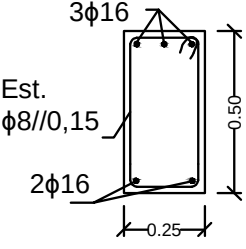
VIGA PISO	V5 / V8	V6	V7	V9
5				
4				
3				
2				
1				
0				
-1				
-2				

Fig. 5.12 - Solução estrutural das vigas V5 a V9

5.3.3.4. Dimensionamento estrutural dos pilares

Os pilares do edifício são contínuos desde a sua fundação até o topo e possuem as suas dimensões reduzidas ao longo da altura (exceto os pilares de canto), visto que os esforços nos pavimentos superiores são menores, o que não justifica a utilização de uma mesma seção ao longo de toda altura.

Como já mencionado, o edifício possui muros de contenção nos alinhamentos 1, 4 e E nos pisos -2 e -1, que são destinados a garagem. Tratam-se de pisos enterrados em que foi necessário uma parede de betão armado para conter as forças de impulso causadas pelo terreno. Desta forma, os pilares de canto e os pilares laterais destes alinhamentos são apoiados nesta parede, enquanto que os pilares centrais e os pilares do alinhamento A (onde possui a junta de dilatação) vão até à fundação.

No projeto foi considerado um recobrimento de 3 cm para as armaduras longitudinais. A solução estrutural para os pilares do edifício pode ser observada nos Figuras 5.13, 5.14 e 5.15.

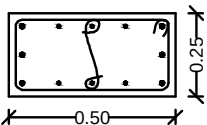
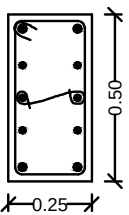
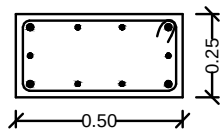
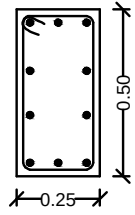
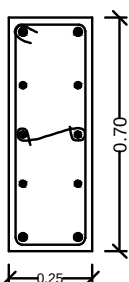
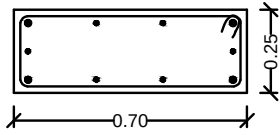
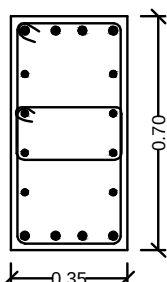
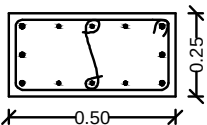
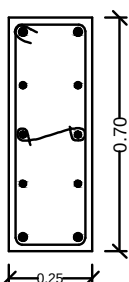
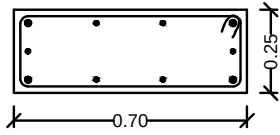
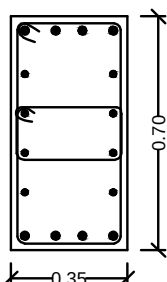
		PILARES DO ALINHAMENTO A		PILARES DO ALINHAMENTO B	
PILAR PISO		P35/38	P36/37	P40/43	P41/42
5		 $6\phi 16 + 6\phi 12$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$	 $4\phi 25 + 6\phi 20$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$	 $4\phi 20 + 6\phi 16$ Cinta $\phi 6//0,15$	 $10\phi 20$ Cinta $\phi 6//0,15$
4			 $4\phi 25 + 6\phi 20$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$	 $4\phi 20 + 6\phi 16$ Cinta $\phi 6//0,15$	 $8\phi 25 + 8\phi 20$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$
3					
2					
1					
0					
-1		 $6\phi 16 + 6\phi 12$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$	 $4\phi 25 + 6\phi 20$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$	 $4\phi 20 + 6\phi 16$ Cinta $\phi 6//0,15$	 $8\phi 25 + 8\phi 20$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$
-2					

Fig. 5.13 - Solução estrutural dos pilares dos alinhamentos A e B

		PILARES DO ALINHAMENTO C		PILARES DO ALINHAMENTO D	
PILAR	PISO	P45/48	P46/47	P50/53	P51/52
5		4ϕ16 + 6ϕ12 Cinta ϕ6//0,15	4ϕ16 + 6ϕ12 Cinta ϕ6//0,15	6ϕ16 + 4ϕ12 Cinta ϕ6//0,15	4ϕ16 + 6ϕ12 Cinta ϕ6//0,15
4					
3					
2		4ϕ16 + 6ϕ12 Cinta ϕ6//0,15	6ϕ20 + 8ϕ12 2 Cintas ϕ6//0,15	6ϕ16 + 4ϕ12 Cinta ϕ6//0,15	4ϕ20 + 6ϕ12 Cinta ϕ6//0,15
1					
0					
-1					
-2					

Fig. 5.14 - Solução estrutural dos pilares dos alinhamentos C e D

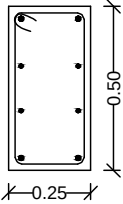
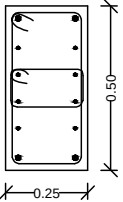
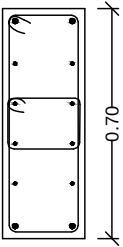
PILARES DO ALINHAMENTO E		
PILAR PISO	P55/58	P56/57
5	 $4\phi 16 + 4\phi 12$ Cinta $\phi 6//0,15$	 $4\phi 16 + 8\phi 10$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$
4		
3		
2		 $4\phi 16 + 8\phi 10$ 2 Cintas $\phi 6//0,15$
1		
0		
-1		
-2		

Fig. 5.15 - Solução estrutural dos pilares do alinhamento E

5.4. REAVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA EXISTENTE

Para avaliação da estrutura existente, serão verificados os painéis de lajes e vigas do penúltimo andar, além de todos os pilares.

Com o auxílio do programa de cálculo SAP2000 [54], modelou-se a estrutura e introduziu-se os novos coeficientes parciais de segurança para uma estrutura existente, como apresentados na seção 3.8.2 do capítulo 3.

A combinação a ser considerada para reavaliação da segurança de uma estrutura existente é o estado limite último de resistência (ELU), dado por:

$$ELU: 1,20 \cdot G_k + 1,30 \cdot Q_k \quad (5.12.)$$

Em que:

G_k valor característico das ações permanentes (peso próprio e restantes cargas permanentes);

Q_k valor característico das ações variáveis.

Já o valor de cálculo das resistências dos materiais numa estrutura existente é dado por:

$$f_{cd} (C20/25) = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20000}{1,15} \quad (5.13.)$$

$$f_{syd} (A400) = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} = \frac{400000}{1,10} \quad (5.14.)$$

Desta forma, o modelo estrutural introduzido no programa SAP2000 [54] fornece os esforços atuantes nos elementos estruturais. Para os esforços resistentes, considerou-se para as lajes e vigas cinco níveis de corrosão, isto é: 5%, 10%, 15%, 20% e 25% de corrosão das armaduras. Já para as armaduras do pilar considerou-se a situação mais extrema de corrosão, correspondente a 25%.

A seguir serão avaliados os esforços dos elementos estruturais (laje, viga e pilar) de forma a verificar a sua segurança em relação aos esforços atuantes e resistentes, e também será feito uma comparação desses esforços caso se utilizasse os coeficientes parciais de segurança para uma estrutura nova, que são os usuais fornecidos no EC0.

5.4.1. LAJES

5.4.1.1. Esforços atuantes

As imagens a seguir foram obtidas do programa SAP2000 [54] e fornecem o momento fletor atuante nas lajes do penúltimo piso (4º andar). As Figuras 5.16 e 5.17 referem-se aos momentos na direção x e y, respetivamente.

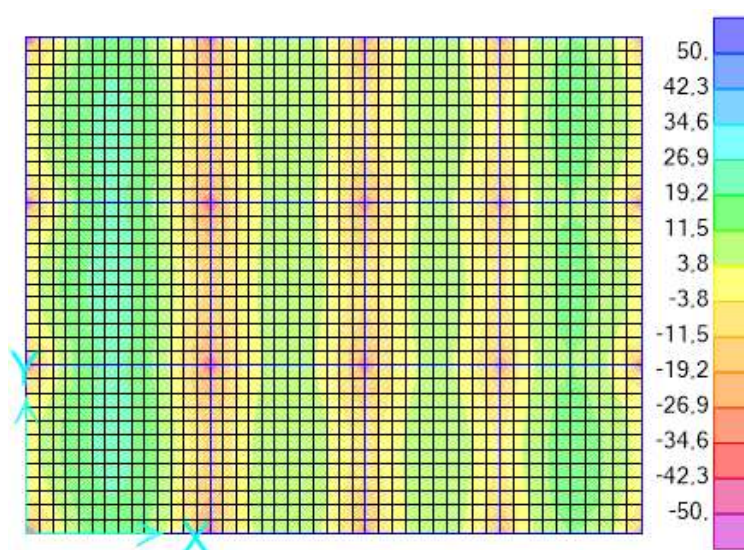


Fig. 5.16 - Momento fletor das lajes na direção x

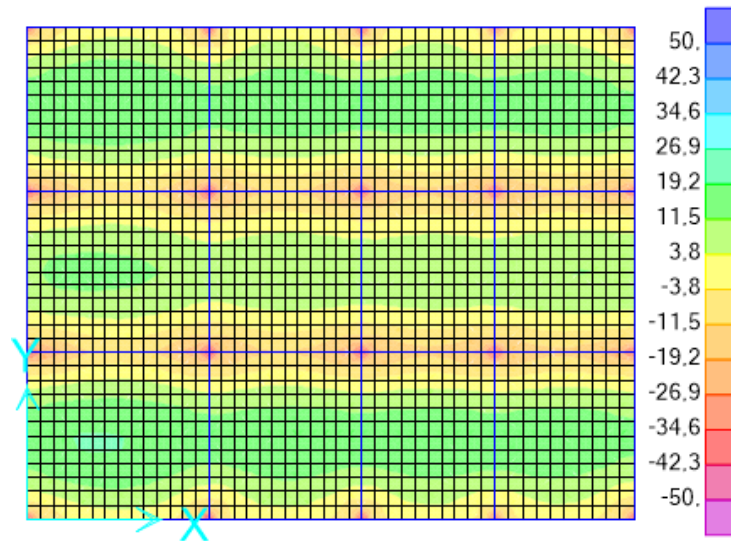


Fig. 5.17 - Momento fletor das lajes na direção y

As Figuras 5.18 e 5.19 traduzem os dados que o programa fornece, nomeadamente os esforços atuantes inferiores e superiores, respetivamente.

L1 18,80 20,80	L2 15,90 10,40	L3 15,80 8,60	L4 15,80 14,50
L5 12,80 21,40	L6 10,20 8,90	L7 10,30 7,10	L8 11,50 13,30
L9 19,40 21,00	L10 16,50 10,20	L11 16,40 8,70	L12 16,40 14,30

Fig. 5.18 - Momento fletor inferior das lajes

L1 15,80 9,00	L2 10,40 11,80	L3 5,70 13,70	L4 13,30 13,70
L5 16,40 9,30	L6 10,80 12,10	L7 6,60 14,10	L8 13,70 13,70
L9 15,50 15,50	L10 10,70 10,70	L11 5,20 5,20	L12 5,20 5,20

Fig. 5.19 - Momento fletor superior das lajes

5.4.1.2. Esforços resistentes

Como já mencionado, o momento fletor resistente foi calculado para 5 níveis de corrosão diferentes. Desta forma, nota-se que para níveis mais baixos de corrosão das armaduras (de 5 a 10%) ainda é possível garantir a segurança da maioria das lajes, visto que os momentos resistentes (sinalizados a verde) são maiores que os atuantes. Entretanto, este cenário não se repete caso se tenha corrosão de 15 a 25%, como pode ser observado nas Tabelas 5.15 a 5.18.

Tabela 5.15 - Momento resistente inferior das lajes L1 a L6

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura existente							
Paniel		L1	L2	L3	L4	L5	L6
Dimensões		6,45 x 5,825	5,425 x 5,825	4,75 x 5,825	4,95 x 5,825	6,45 x 5,70	5,425 x 5,70
Armadura inferior	φ	φ10//0,20	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,2	φ10//0,20	φ8//0,30
	As	3,95	1,67	1,67	2,50	3,95	1,67
	Mrd (5% corrosão)	22,39	10,96	10,60	14,80	22,39	10,96
	Mrd (10% corrosão)	21,26	10,40	10,06	14,05	21,26	10,40
	Mrd (15% corrosão)	20,12	9,84	9,52	13,29	20,12	9,84
	Mrd (20% corrosão)	18,97	9,28	8,98	12,53	18,97	9,28
	Mrd (25% corrosão)	17,83	8,72	8,43	11,77	17,83	8,72
	Msd	20,80	10,40	8,60	14,50	21,40	8,90
	φ	φ10//0,20	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,2	φ8//0,30
	As	3,95	2,86	2,86	2,86	2,50	1,67
	Mrd (5% corrosão)	23,12	17,26	17,52	17,52	15,31	10,80
	Mrd (10% corrosão)	21,94	16,38	16,62	16,62	14,53	10,25
	Mrd (15% corrosão)	20,76	15,49	15,73	15,73	13,74	9,70
	Mrd (20% corrosão)	19,57	14,60	14,83	14,83	12,95	9,14
	Mrd (25% corrosão)	18,38	13,71	13,93	13,93	12,16	8,58
	Msd	18,80	15,90	15,80	15,80	12,80	10,20

Tabela 5.16 - Momento resistente inferior das lajes L7 a L12

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura existente							
Paniel		L7	L8	L9	L10	L11	L12
Dimensões		4,75 x 5,70	4,95 x 5,70	6,45 x 5,945	5,425 x 5,945	4,75 x 5,945	4,95 x 5,945
Armadura inferior	φ	φ8//0,30	φ8//0,2	φ10//0,20	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,2
	As	1,67	2,50	3,95	1,67	1,67	2,50
	Mrd (5% corrosão)	10,60	14,80	22,39	10,96	10,60	14,80
	Mrd (10% corrosão)	10,06	14,05	21,26	10,40	10,06	14,05
	Mrd (15% corrosão)	9,52	13,29	20,12	9,84	9,52	13,29
	Mrd (20% corrosão)	8,98	12,53	18,97	9,28	8,98	12,53
	Mrd (25% corrosão)	8,43	11,77	17,83	8,72	8,43	11,77
	Msd	7,10	13,30	21,00	10,20	8,70	14,30
	φ	φ8//0,30	φ8//0,25	φ10//0,20	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,175
	As	1,67	2,00	3,95	2,86	2,86	2,86
	Mrd (5% corrosão)	11,08	12,87	23,12	17,26	17,52	17,52
	Mrd (10% corrosão)	10,51	12,21	21,94	16,38	16,62	16,62
	Mrd (15% corrosão)	9,95	11,55	20,76	15,49	15,73	15,73
	Mrd (20% corrosão)	9,38	10,89	19,57	14,60	14,83	14,83
	Mrd (25% corrosão)	8,81	10,23	18,38	13,71	13,93	13,93
	Msd	10,30	11,50	19,40	16,50	16,40	16,40

Tabela 5.17 - Momento resistente superior na direção x

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura existente										
Paniel	L1/L2	L2/L3	L3/L4	L5/L6	L6/L7	L7/L8	L9/L10	L10/L11	L11/L12	
Armadura superior	ϕ	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$
	As	2,00	1,67	1,67	2,00	1,67	1,67	2,00	1,67	1,67
	Mrd (5% corrosão)	15,17	12,62	10,92	15,17	12,62	10,92	15,17	12,62	10,92
	Mrd (10% corrosão)	14,40	11,98	10,36	14,40	11,98	10,36	14,40	11,98	10,36
	Mrd (15% corrosão)	13,64	11,34	9,81	13,64	11,34	9,81	13,64	11,34	9,81
	Mrd (20% corrosão)	12,87	10,69	9,25	12,87	10,69	9,25	12,87	10,69	9,25
	Mrd (25% corrosão)	12,10	10,04	8,68	12,10	10,04	8,68	12,10	10,04	8,68
	Msd	15,80	10,40	5,70	16,40	10,80	6,60	15,50	10,70	5,20

Tabela 5.18 - Momento resistente superior na direção y

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura existente									
Paniel	L1/L5	L2/L6	L3/L7	L4/L8	L5/L9	L6/L10	L7/L11	L8/L12	
Armadura superior	ϕ	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,25$
	As	1,67	1,67	2,00	2,00	1,67	1,67	2,00	2,00
	Mrd (5% corrosão)	12,85	11,93	13,55	13,55	12,85	11,93	13,55	13,55
	Mrd (10% corrosão)	12,20	11,33	12,87	12,87	12,20	11,33	12,87	12,87
	Mrd (15% corrosão)	11,55	10,72	12,17	12,17	11,55	10,72	12,17	12,17
	Mrd (20% corrosão)	10,90	10,11	11,48	11,48	10,90	10,11	11,48	11,48
	Mrd (25% corrosão)	10,24	9,50	10,79	10,79	10,24	9,50	10,79	10,79
	Msd	9,00	11,80	13,70	13,30	9,30	12,10	14,10	13,70

A seguir será mostrado o cálculo do momento fletor resistente da laje L1 nas direções x e y, considerando que 25% da armadura sofreu corrosão. Para as outras lajes foi aplicada a mesma metodologia de cálculo. O recobrimento das armaduras é de 3 cm.

▪ Momento resistente a meio vão da Laje L1 na direção x (Mrd,x,+)

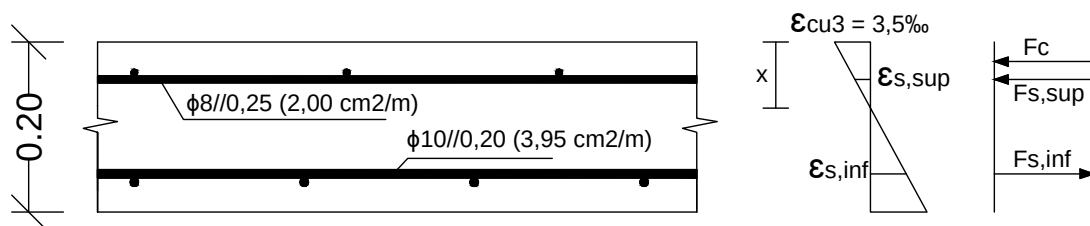


Fig. 5.20 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,x,+

Como observado na Figura 5.20, o valor considerado para a deformação que corresponde ao início de plastificação do betão é de 3,5%. Este valor é justificado pela Figura 5.21 a seguir, fornecida pelo Eurocódigo 2, para um betão de classe C20.

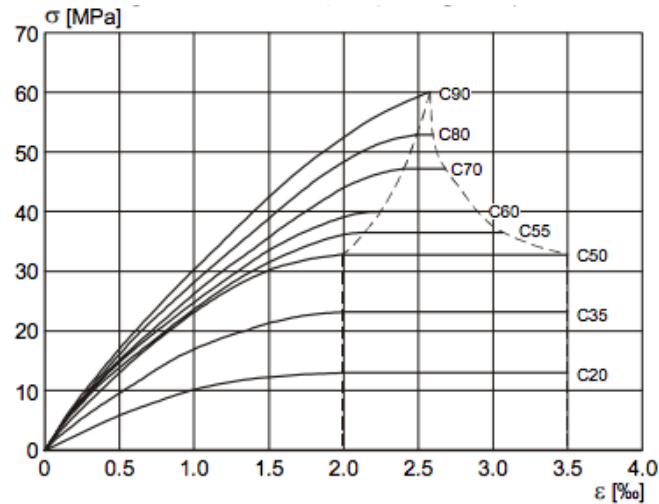


Fig. 5.21 - Diagrama parábola-retângulo de cálculo para tensão x deformação do betão [39]

Admitiu-se que o eixo neutro está a uma distância “ x ” da face superior da laje, e portanto, as forças F_c (no betão) e $F_{s,sup}$ (na armadura superior) que podem ser vistas na Figura 5.20 são de compressão, enquanto que a força $F_{s,inf}$ correspondente a força na armadura inferior é de tração.

O cálculo destas forças internas é dado por [44]:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.15.)$$

Em que:

$0,8 \cdot x$ corresponde a altura de aplicação da força de compressão no betão;

b corresponde a base da laje, isto é, para cada metro;

f_{cd} valor de cálculo da tensão no betão.

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.16.)$$

Em que:

$A_{s,inf}$ corresponde a área de aço na armadura inferior, considerando 25% de corrosão;

f_{syd} valor de cálculo da tensão no aço.

$$F_{s,sup} = E_s \cdot \varepsilon_{s,sup} \cdot A_{s,sup} \quad (5.17.)$$

Em que:

E_s corresponde ao módulo de elasticidade do aço, dado por 200 GPa;

$\varepsilon_{s,sup}$ deformação na armadura superior;

$A_{s,sup}$ corresponde a área de aço na armadura superior, considerando 25% de corrosão.

Desta forma, de acordo com as equações 5.15, 5.16 e 5.17, tem-se que:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,15} = 13913 \cdot x$$

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 107,73 \text{ kN}$$

$$F_{s,sup} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,042}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (2,00 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) = \frac{105 \cdot (x - 0,042)}{x}$$

Após o cálculo destas forças internas, é feito o equilíbrio das mesmas para definir a posição do eixo neutro. Assim, tem-se que:

$$F_c + F_{s,sup} = F_{s,inf} \quad (5.18.)$$

$$13913 \cdot x + \frac{105 \cdot (x - 0,042)}{x} = 107,73$$

$$x = 0,0179 \text{ m}$$

Desta forma, após definido a posição do eixo neutro tem-se que:

- $F_c = 249,04 \text{ kN}$
- $F_{s,sup} = -141,37 \text{ kN}$

Nota-se, portanto, que a força $F_{s,sup}$ se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo, dado por:

$$F_{s,sup} = A_{s,sup} \cdot f_{syd} \quad (5.1.9)$$

De acordo com a equação 5.19, tem-se que:

$$F_{s,sup} = (2,00 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 54,54 \text{ kN}$$

Logo, fazendo o equilíbrio dos momentos em F_c , tem-se que o momento fletor resistente inferior é dado por:

$$\text{Mrd, x, +} = F_{s,inf} \cdot (0,20 - 0,045 - 0,4 \cdot x) + F_{s,sup} \cdot (0,042 - 0,4 \cdot x) \quad (5.20.)$$

$$\text{Mrd, x, +} = 107,73 \cdot (0,20 - 0,045 - 0,4 \cdot 0,0179) + 54,54 \cdot (0,042 - 0,4 \cdot 0,0179)$$

$$\text{Mrd, x+} = 17,83 \text{ kN.m/m}$$

▪ **Momento resistente no apoio da Laje L1 na direção x (Mrd,x,-)**

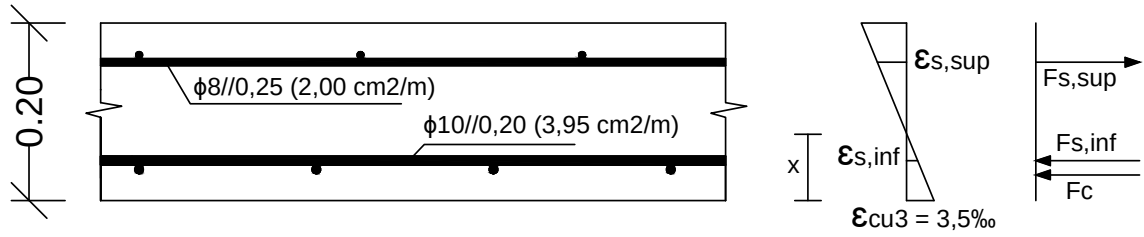


Fig. 5.22 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,x,-

Da mesma forma, para o cálculo do momento fletor resistente superior (Mrd,x-), as forças observadas na Figura 5.22 são dadas por [44]:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.21.)$$

$$F_{s,sup} = A_{s,sup} \cdot f_{syd} \quad (5.22.)$$

$$F_{s,inf} = E_s \cdot \epsilon_{s,inf} \cdot A_{s,inf} \quad (5.23.)$$

Assim, de acordo com as equações 5.21, 5.22 e 5.23, tem-se que:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,15} = 13913 \cdot x$$

$$F_{s,sup} = (2,00 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 54,55 \text{ kN}$$

$$F_{s,inf} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,045}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) = \frac{207,375 \cdot (x - 0,045)}{x}$$

Após o cálculo destas forças internas, é feito o equilíbrio das mesmas para definir a posição do eixo neutro. Assim, tem-se que:

$$F_c + F_{s,inf} = F_{s,sup} \quad (5.24.)$$

De acordo com a equação 5.24, tem-se que:

$$13913 \cdot x + \frac{207,375 \cdot (x - 0,045)}{x} = 54,55$$

$$x = 0,0210 \text{ m}$$

Ao substituir o valor de x , sabe-se que:

- $F_c = 292,17 \text{ kN}$
- $F_{s,inf} = -273,00 \text{ kN}$

Da mesma forma, nota-se que a força $F_{s,inf}$ se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo, dado por:

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.25.)$$

De acordo com a equação 5.25, a força $F_{s,inf}$ vale:

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 107,73 \text{ kN}$$

Logo, fazendo o equilíbrio dos momentos em F_c , tem-se que o momento fletor resistente superior é dado por:

$$M_{rd,x-} = F_{s,sup} \cdot (0,2 - 0,042 - 0,4 \cdot x) + F_{s,inf} \cdot (0,045 - 0,4 \cdot x) \quad (5.26.)$$

$$M_{rd,x-} = 54,55 \cdot (0,20 - 0,042 - 0,4 \cdot 0,021) + 107,73 \cdot (0,045 - 0,4 \cdot 0,021)$$

$$M_{rd,x-} = 12,10 \text{ kN.m/m}$$

- **Momento resistente no meio vão da Laje L1 na direção y ($M_{rd,y,+}$)**

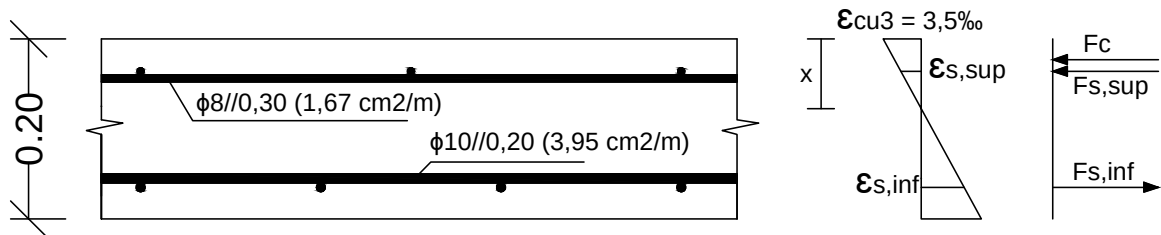


Fig. 5.23 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,+}$

Seguindo o mesmo raciocínio, tem-se as forças da Figura 5.23 dadas por [44]:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.27.)$$

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.28.)$$

$$F_{s,sup} = E_s \cdot \epsilon_{s,sup} \cdot A_{s,sup} \quad (5.29.)$$

Assim, de acordo com as equações 5.27, 5.28 e 5.29 tem-se que:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,15} = 13913 \cdot x$$

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 107,73 \text{ kN}$$

$$F_{s,sup} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,034}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (1,67 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) = \frac{87,675 \cdot (x - 0,034)}{x}$$

Para definir a posição do eixo neutro, faz-se o equilíbrio dessas forças internas, dado pela Equação 5.30 a seguir.

$$F_c + F_{s,sup} = F_{s,inf} \quad (5.30.)$$

$$13913 \cdot x + \frac{87,675 \cdot (x - 0,034)}{x} = 107,73$$

$$x = 0,0154 \text{ m}$$

Logo, substituindo o valor de x em F_c e $F_{s,sup}$, tem-se que:

- $F_c = 214,26 \text{ kN}$
- $F_{s,sup} = -105,89 \text{ kN}$

Da mesma forma, nota-se que a força $F_{s,sup}$ se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo, dado por:

$$F_{s,sup} = A_{s,sup} \cdot f_{syd} \quad (5.31.)$$

Assim, tem-se que:

$$F_{s,sup} = (1,67 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 45,54 \text{ kN}$$

Logo, fazendo o equilíbrio dos momentos em F_c , tem-se que o momento fletor resistente inferior é dado por:

$$M_{rd,y,+} = F_{s,inf} \cdot (0,20 - 0,035 - 0,4 \cdot x) + F_{s,sup} \cdot (0,034 - 0,4 \cdot x) \quad (5.32.)$$

$$M_{rd,y,+} = 107,73 \cdot (0,20 - 0,035 - 0,4 \cdot 0,0154) + 45,54 \cdot (0,034 - 0,4 \cdot 0,0154)$$

$$M_{rd,y+} = 18,38 \text{ kN.m/m}$$

▪ **Momento resistente no apoio da Laje L1 na direção y ($M_{rd,y,-}$)**

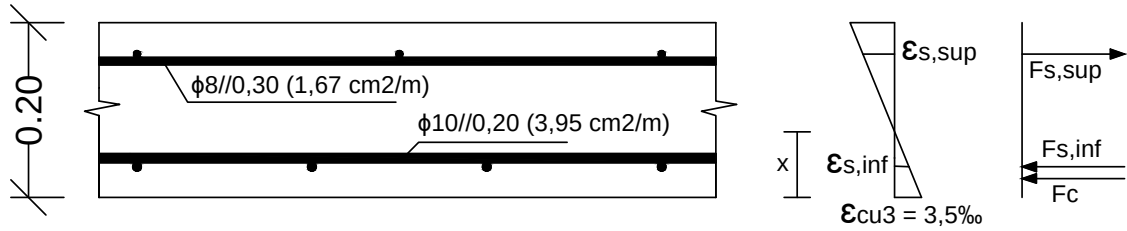


Fig. 5.24 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,-}$

As forças internas observadas na Figura 5.24 valem [44]:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.33.)$$

$$F_{s,sup} = A_{s,sup} \cdot f_{syd} \quad (5.34.)$$

$$F_{s,inf} = E_s \cdot \epsilon_{s,inf} \cdot A_{s,inf} \quad (5.35.)$$

Assim, de acordo com as equações 5.33, 5.34 e 5.35 tem-se que:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,15} = 13913 \cdot x$$

$$F_{s,sup} = (1,67 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 45,54 \text{ kN}$$

$$F_{s,inf} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,035}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) = \frac{207,375 \cdot (x - 0,035)}{x}$$

Para definir a posição do eixo neutro, faz-se o equilíbrio dessas forças internas, dado pela Equação 5.36 a seguir.

$$F_c + F_{s,inf} = F_{s,sup} \quad (5.36.)$$

$$13913 \cdot x + \frac{207,375 \cdot (x - 0,035)}{x} = 45,54$$

$$x = 0,0177 \text{ m}$$

Logo, substituindo o valor de x em F_c e $F_{s,inf}$, tem-se que:

- $F_c = 246,26 \text{ kN}$
- $F_{s,inf} = -202,69 \text{ kN}$

Da mesma forma, nota-se que a força $F_{s,inf}$ se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo, dado por:

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.37.)$$

Assim, pela equação 5.37 tem-se que:

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 107,73 \text{ kN}$$

Logo, fazendo o equilíbrio dos momentos em F_c , tem-se que o momento fletor resistente superior é dado por:

$$M_{rd,y-} = F_{s,sup} \cdot (0,2 - 0,034 - 0,4 \cdot x) + F_{s,inf} \cdot (0,035 - 0,4 \cdot x) \quad (5.38.)$$

$$M_{rd,y-} = 45,54 \cdot (0,20 - 0,034 - 0,4 \cdot 0,0177) + 107,73 \cdot (0,035 - 0,4 \cdot 0,0177)$$

$$M_{rd,y-} = 10,24 \text{ kN.m/m}$$

5.4.1.3. Coeficientes de estrutura nova *versus* coeficientes de estrutura existente

Pelo fato da redefinição dos coeficientes parciais de segurança de estruturas existentes ainda ser uma temática nova no ramo da reabilitação de estruturas, é comumente utilizado os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura nova, isto é, os coeficientes convencionais que estão dispostos em todos os códigos de dimensionamento em estruturas de betão armado.

Desta forma, propôs-se realizar as mesmas verificações de segurança já previamente feitas de forma a comparar os resultados de ambas situações, como observado nas Tabelas 5.19 a 5.22.

Tabela 5.19 - Momento resistente inferior das lajes L1 a L6 utilizando coeficientes de uma estrutura nova

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura nova							
Paniel		L1	L2	L3	L4	L5	L6
Dimensões		6,45 x 5,825	5,425 x 5,825	4,75 x 5,825	4,95 x 5,825	6,45 x 5,70	5,425 x 5,70
Armadura inferior	φ	φ10//0,20	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,2	φ10//0,20	φ8//0,30
	As	3,95	1,67	1,67	2,50	3,95	1,67
	Mrd (5% corrosão)	21,78	10,55	10,24	14,37	21,78	10,55
	Mrd (10% corrosão)	20,68	10,02	9,72	13,64	20,68	10,02
	Mrd (15% corrosão)	19,57	9,48	9,20	12,91	19,57	9,48
	Mrd (20% corrosão)	18,46	8,94	8,67	12,17	18,46	8,94
	Mrd (25% corrosão)	17,35	8,40	8,15	11,43	17,35	8,40
	Msd	23,50	11,70	9,50	16,40	24,40	9,40
	φ	φ10//0,20	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,2	φ8//0,30
	As	3,95	2,86	2,86	2,86	2,50	1,67
	Mrd (5% corrosão)	22,46	16,71	16,92	16,92	14,80	10,36
	Mrd (10% corrosão)	21,32	15,85	16,05	16,05	14,04	9,83
	Mrd (15% corrosão)	20,17	15,00	15,19	15,19	13,28	9,30
	Mrd (20% corrosão)	19,02	14,14	14,32	14,32	12,52	8,77
	Mrd (25% corrosão)	17,86	13,28	13,45	13,45	11,75	8,23
	Msd	21,30	18,00	17,90	17,90	14,60	11,50

Tabela 5.20 - Momento resistente inferior das lajes L7 a L12 utilizando coeficientes de uma estrutura nova

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura nova							
Paniel		L7	L8	L9	L10	L11	L12
Dimensões		4,75 x 5,70	4,95 x 5,70	6,45 x 5,945	5,425 x 5,945	4,75 x 5,945	4,95 x 5,945
Armadura inferior	φ	φ8//0,30	φ8//0,2	φ10//0,20	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,2
	As	1,67	2,50	3,95	1,67	1,67	2,50
	Mrd (5% corrosão)	10,24	14,37	21,78	10,55	10,24	14,37
	Mrd (10% corrosão)	9,72	13,64	20,68	10,02	9,72	13,64
	Mrd (15% corrosão)	9,20	12,91	19,57	9,48	9,20	12,91
	Mrd (20% corrosão)	8,67	12,17	18,46	8,94	8,67	12,17
	Mrd (25% corrosão)	8,15	11,43	17,35	8,40	8,15	11,43
	Msd	7,90	14,90	23,70	11,90	9,50	16,50
	φ	φ8//0,30	φ8//0,25	φ10//0,20	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,175
	As	1,67	2,00	3,95	2,86	2,86	2,86
	Mrd (5% corrosão)	10,59	12,35	22,46	16,71	16,92	16,92
	Mrd (10% corrosão)	10,04	11,72	21,32	15,85	16,05	16,05
	Mrd (15% corrosão)	9,50	11,08	20,17	15,00	15,19	15,19
	Mrd (20% corrosão)	8,96	10,45	19,02	14,14	14,32	14,32
	Mrd (25% corrosão)	8,41	9,81	17,86	13,28	13,45	13,45
	Msd	11,60	13,00	21,40	18,70	18,60	18,50

Tabela 5.21 - Momento resistente superior das lajes na direção x utilizando coeficientes de uma estrutura nova

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura nova										
Paniel		L1/L2	L2/L3	L3/L4	L5/L6	L6/L7	L7/L8	L9/L10	L10/L11	L11/L12
Armadura superior	ϕ	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$
	As	2,00	1,67	1,67	2,00	1,67	1,67	2,00	1,67	1,67
	Mrd (5% corrosão)	13,95	11,89	10,24	13,95	11,89	10,24	13,95	11,89	10,24
	Mrd (10% corrosão)	13,25	11,28	9,72	13,25	11,28	9,72	13,25	11,28	9,72
	Mrd (15% corrosão)	12,54	10,68	9,20	12,54	10,68	9,20	12,54	10,68	9,20
	Mrd (20% corrosão)	11,84	10,07	8,67	11,84	10,07	8,67	11,84	10,07	8,67
	Mrd (25% corrosão)	11,13	9,46	8,15	11,13	9,46	8,15	11,13	9,46	8,15
	Msd	17,70	11,50	6,10	18,10	12,20	6,80	17,60	11,30	5,80

Tabela 5.22 - Momento resistente superior das lajes na direção y utilizando coeficientes de uma estrutura nova

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura nova									
Paniel		L1/L5	L2/L6	L3/L7	L4/L8	L5/L9	L6/L10	L7/L11	L8/L12
Armadura superior	ϕ	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,25$
	As	1,67	1,67	2,00	2,00	1,67	1,67	2,00	2,00
	Mrd (5% corrosão)	11,95	11,16	12,91	12,91	11,95	11,16	12,91	12,91
	Mrd (10% corrosão)	11,35	10,59	12,25	12,25	11,35	10,59	12,25	12,25
	Mrd (15% corrosão)	10,74	10,02	11,60	11,60	10,74	10,02	11,60	11,60
	Mrd (20% corrosão)	10,13	9,45	10,94	10,94	10,13	9,45	10,94	10,94
	Mrd (25% corrosão)	9,52	8,88	10,27	10,27	9,52	8,88	10,27	10,27
	Msd	9,90	13,90	15,50	15,10	9,90	14,00	15,90	15,40

Como pode ser observado, os esforços atuantes são maiores em comparação aos esforços quando se utilizou dos coeficientes parciais de segurança de uma estrutura existente. Em contrapartida, os esforços resistentes são inferiores. Portanto, verifica-se que a segurança da estrutura não estaria garantida na grande maioria das situações de corrosão.

De forma comparativa, a verificação da segurança considerando 5% de corrosão de armaduras estaria garantida apenas em algumas lajes, enquanto que ao utilizar os coeficientes parciais de segurança redefinidos para uma estrutura existente, esta segurança verifica-se não apenas para 5%, mas também para 10% de corrosão na maioria das lajes.

Portanto, nota-se que a utilização de coeficientes parciais de segurança de uma estrutura existente traduz resultados mais adequados aos níveis de segurança mínimos exigidos, além de serem resultados mais ajustados de forma a não realizar intervenções desnecessárias.

5.4.2. VIGAS

5.4.2.1. Esforços atuantes

Os esforços atuantes das vigas também foram fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000 [54] através do modelo estrutural com os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura existente. A seguir serão mostrados os diagramas de momentos fletores e os esforços transversos de duas vigas do 4º piso (V1 do alinhamento 1 e V7 do alinhamento C), de forma a ilustrar o que o programa de cálculo fornece. Para as restantes vigas, os valores dos esforços atuantes (Msd e Vsd,c) poderão ser observados nas Tabelas 5.23 e 5.24 ainda durante esta seção.

▪ Viga V1

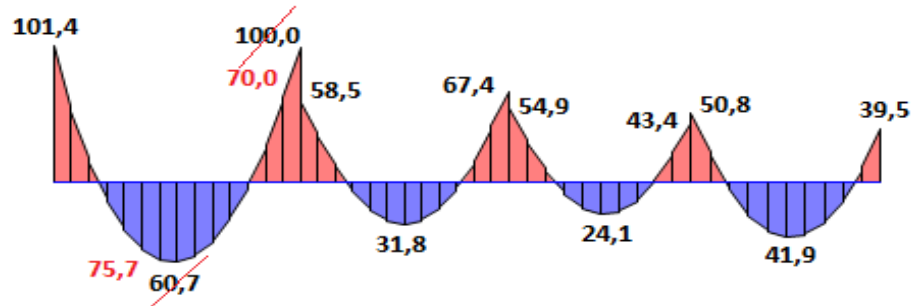


Fig. 5.25 - Momento fletor redistribuído da viga V1 do 4º (penúltimo) piso

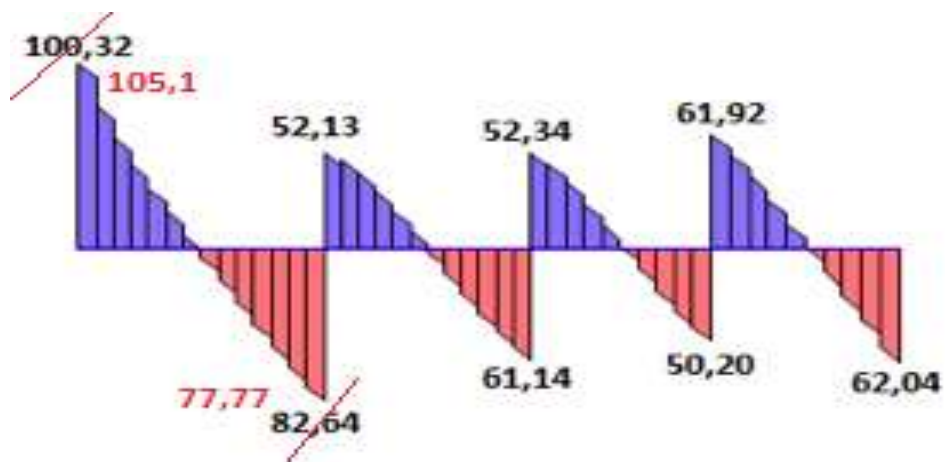


Fig. 5.26 - Esforço transversal da viga V1 do 4º (penúltimo) piso

▪ Viga V7

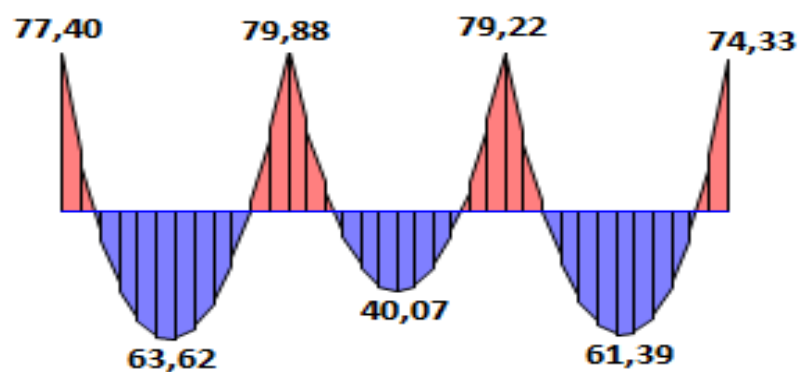


Fig. 5.27 - Momento fletor da viga V7 do 4º (penúltimo) piso

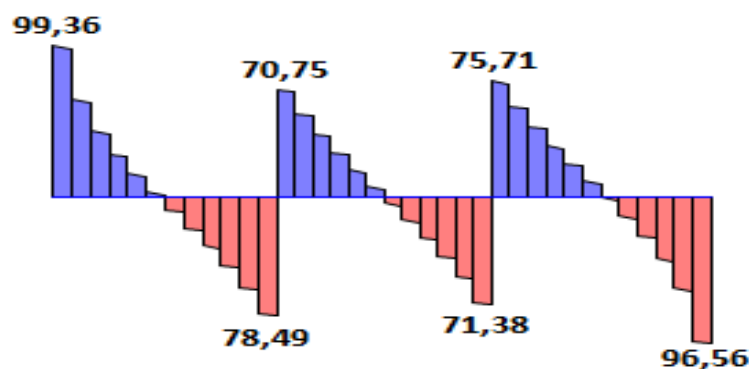


Fig. 5.28 - Esforço transversal da viga V7 do 4º (penúltimo) piso

5.4.2.2. Esforços resistentes

Tanto o momento fletor resistente quanto o esforço transversal resistente foi também calculado para 5 níveis de corrosão. Na Tabela 5.23 e 5.24 a seguir pode-se observar os esforços resistentes, em que os valores a vermelho correspondem a níveis de corrosão que não verificam a segurança, enquanto que a verde verifica-se a segurança da estrutura apesar da corrosão da armadura.

Tabela 5.23 - Mrd e Vrd,c das vigas V1 a V4 para diferentes níveis de corrosão

COEF. PARCIAIS DE ESTRUTURA EXISTENTE									
Viga		V1	V1	V2	V2	V3	V3	V4	V4
		1o tramo	restante	1o tramo	restante	1o tramo	restante	1o tramo	restante
Dimensões		0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50
Armadura longitudinal inferior	Φ	3Φ16	3Φ12	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ16	3Φ16	3Φ12
	As	6,03	3,39	6,28	4,02	6,28	4,02	6,03	3,39
	Mrd (5% corrosão)	91,25	52,76	94,38	61,94	94,38	61,94	91,25	52,76
	Mrd (10% corrosão)	86,69	50,06	89,68	58,79	89,68	58,79	86,69	50,06
	Mrd (15% corrosão)	82,11	47,36	84,96	55,63	84,96	55,63	82,11	47,36
	Mrd (20% corrosão)	77,50	44,64	80,20	52,46	80,20	52,46	77,50	44,64
	Mrd (25% corrosão)	72,87	41,91	75,41	49,27	75,41	49,27	72,87	41,92
	Msd	75,70	41,90	94,65	51,50	94,03	51,19	75,31	41,80
Armadura longitudinal superior	Φ	2Φ20+1Φ16	2Φ16+1Φ12	2Φ20+1Φ12	2Φ20	2Φ20+1Φ12	2Φ20	2Φ20+1Φ16	2Φ16+1Φ12
	As	8,29	5,15	7,41	6,28	7,41	6,28	8,29	5,15
	Mrd (5% corrosão)	122,30	78,55	110,22	94,38	110,22	94,38	122,30	78,55
	Mrd (10% corrosão)	116,34	74,60	104,79	89,68	104,79	89,68	116,34	74,60
	Mrd (15% corrosão)	110,32	70,63	99,32	84,96	99,32	84,96	110,32	70,63
	Mrd (20% corrosão)	104,25	66,63	93,82	80,20	93,82	80,20	104,25	66,63
	Mrd (25% corrosão)	98,12	62,62	88,27	75,41	88,27	75,41	98,12	62,62
	Msd	101,40	67,40	88,60	80,60	87,93	80,04	101,20	66,90
Armadura transversal	Φ	Φ8//0,125	Φ8//0,20	Φ8//0,125	Φ8//0,15	Φ8//0,125	Φ8//0,15	Φ8//0,125	Φ8//0,20
	As	4,00	2,50	4,00	3,33	4,00	3,33	4,00	2,50
	Vrd,c (5% corrosão)	116,90	73,06	116,90	97,42	116,90	97,42	116,90	73,06
	Vrd,c (10% corrosão)	110,75	69,22	110,75	92,29	110,75	92,29	110,75	69,22
	Vrd,c (15% corrosão)	104,60	65,37	104,60	87,16	104,60	87,16	104,60	65,37
	Vrd,c (20% corrosão)	98,44	61,53	98,44	82,04	98,44	82,04	98,44	61,53
	Vrd,c (25% corrosão)	92,29	57,68	92,29	76,91	92,29	76,91	92,29	57,68
	Vsd,c	105,10	62,04	114,04	88,20	113,30	87,56	105,05	61,90

Tabela 5.24 - Mrd e Vrd,c das vigas V5 a V9 para diferentes níveis de corrosão

COEF. PARCIAIS DE ESTRUTURA EXISTENTE						
Viga		V5	V6	V7	V8	V9
Dimensões		0,25X0,50	0,25X0,55	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50
Armadura longitudinal inferior	ϕ	2 ϕ 16+1 ϕ 10	3 ϕ 16	2 ϕ 16+1 ϕ 10	2 ϕ 16+1 ϕ 10	2 ϕ 16
	As	4,81	6,03	4,81	4,81	4,02
	Mrd (5% corrosão)	73,26	101,66	73,26	73,26	61,94
	Mrd (10% corrosão)	69,56	96,56	69,56	69,56	58,79
	Mrd (15% corrosão)	65,85	91,43	65,85	65,85	55,63
	Mrd (20% corrosão)	62,11	86,28	62,11	62,11	52,46
	Mrd (25% corrosão)	58,36	81,09	58,36	58,36	49,27
	Msd	59,70	85,40	63,62	60,89	47,90
Armadura longitudinal superior	ϕ	3 ϕ 16	2 ϕ 16+1 ϕ 20	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	As	6,03	7,16	6,03	6,03	6,03
	Mrd (5% corrosão)	91,25	119,11	91,25	91,25	91,25
	Mrd (10% corrosão)	86,69	113,19	86,69	86,69	86,69
	Mrd (15% corrosão)	82,11	107,24	82,11	82,11	82,11
	Mrd (20% corrosão)	77,50	101,24	77,50	77,50	77,50
	Mrd (25% corrosão)	72,87	95,20	72,87	72,87	72,87
	Msd	78,50	102,80	79,88	81,61	86,20
Armadura transversal	ϕ	ϕ 8//0,15	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,15	ϕ 8//0,15
	As	3,33	4,00	4,00	3,33	3,33
	Vrd,c (5% corrosão)	97,42	129,34	116,90	97,42	97,42
	Vrd,c (10% corrosão)	92,29	122,53	110,75	92,29	92,29
	Vrd,c (15% corrosão)	87,16	115,72	104,60	87,16	87,16
	Vrd,c (20% corrosão)	82,04	108,92	98,44	82,04	82,04
	Vrd,c (25% corrosão)	76,91	102,11	92,29	76,91	76,91
	Vsd,c	82,30	120,60	99,36	84,88	88,80

A seguir é apresentado o cálculo dos momentos fletores resistentes e dos esforços transversos resistentes da viga V1 (Figura 5.29), considerando que 25% da armadura sofreu corrosão. O recobrimento adotado tanto para a armadura inferior quanto para a superior é de 3 cm. Para as restantes vigas foi aplicada a mesma metodologia de cálculo.

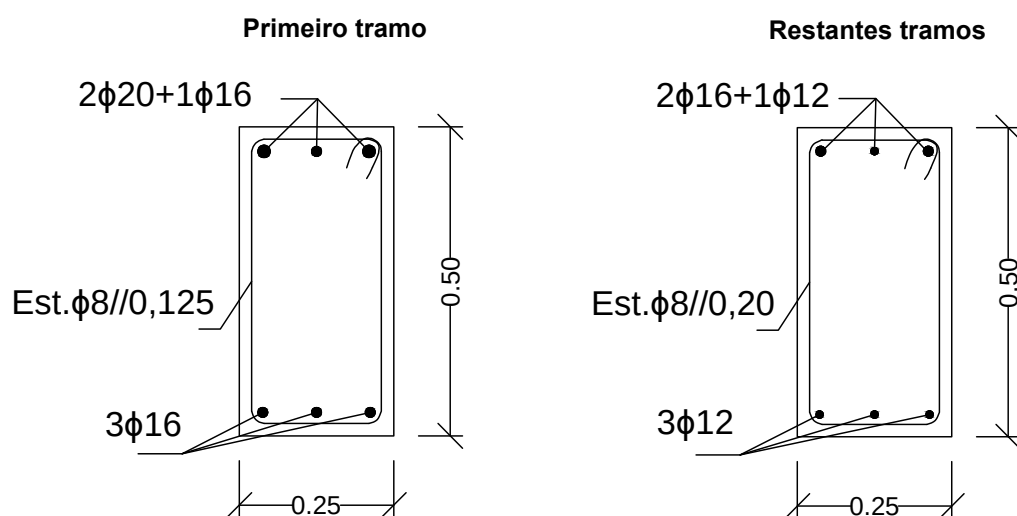


Fig. 5.29 - Armaduras da viga V1 no primeiro tramo e nos tramos restantes

▪ **Momento resistente a meio vão do primeiro tramo da viga V1 (Mrd,+)**

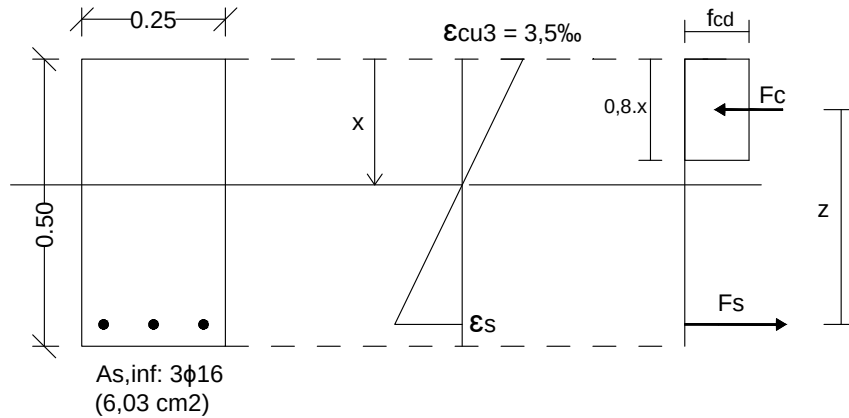


Fig. 5.30 - Armadura inferior do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,+

A Figura 5.30 apresenta o diagrama de deformação e de tensão no betão no primeiro tramo da viga V1 para obtenção do momento fletor resistente inferior. Não foi considerada a força na armadura superior tendo em conta que pouco acrescenta na resistência frente ao momento fletor positivo.

As forças internas F_c (no betão) e F_s (na armadura inferior, admitindo que a mesma se encontra em cedência) são dadas por [44]:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.39.)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} \quad (5.40.)$$

Assim sendo, de acordo com as equações 5.39 e 5.40, as forças valem:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,25 \cdot \frac{20000}{1,15} = 3478,26 \cdot x$$

$$F_s = (6,03 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 164,455 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.41), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s \Leftrightarrow x = 0,0473 \text{ m} \quad (5.41.)$$

Portanto, o momento resistente inferior do primeiro tramo da viga V1 é dado por:

$$Mrd+ = F_s \cdot z = F_s \cdot (0,50 - 0,038 - 0,4 \cdot x) \quad (5.42.)$$

$$Mrd+ = 164,455 \cdot (0,50 - 0,046 - 0,4 \cdot 0,0473) = 72,87 \text{ kN.m}$$

▪ **Momento resistente no apoio do primeiro tramo da viga V1 (Mrd,-)**

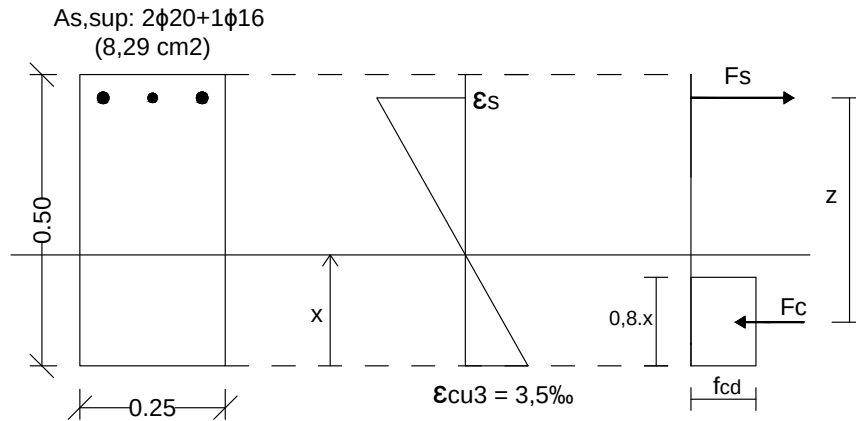


Fig. 5.31 - Armadura superior do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,-

Assim como para o cálculo do Mrd-, as forças internas F_c e F_s do diagrama de tensão no betão (Figura 5.31) são dadas pelas equações 5.39 e 5.40, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,25 \cdot \frac{20000}{1,15} = 3478,26 \cdot x$$

$$F_s = (8,29 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 226,09 kN$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.43), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s \Leftrightarrow x = 0,065 \text{ m} \quad (5.43.)$$

Assim sendo, o momento resistente superior do primeiro tramo da viga V1 é dado por:

$$Mrd- = F_s \cdot z = F_s \cdot (0,50 - 0,04 - 0,4 \cdot x) \quad (5.44.)$$

$$Mrd- = 226,09 \cdot (0,50 - 0,04 - 0,4 \cdot 0,065) = 98,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▪ **Esforço transversal resistente no primeiro tramo da viga V1 (Vrd,c)**

Para o cálculo do esforço transversal resistente, o EC2 diz que [39]:

$$Vrd, c = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta \quad (5.45.)$$

Considerando que z é aproximadamente $0,9.d$, o valor do esforço transversal resistente de acordo com a equação 5.45 é dado por:

$$V_{rd,c} = 2 \text{ ramos} \cdot \frac{0,5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75}{0,125} \cdot (0,9 \cdot 0,47) \cdot \frac{400000}{1,10} \cdot \cot 45^\circ = 92,29 \text{ kN}$$

▪ **Momento resistente a meio vão nos restantes tramos da viga V1 ($M_{rd,+}$)**

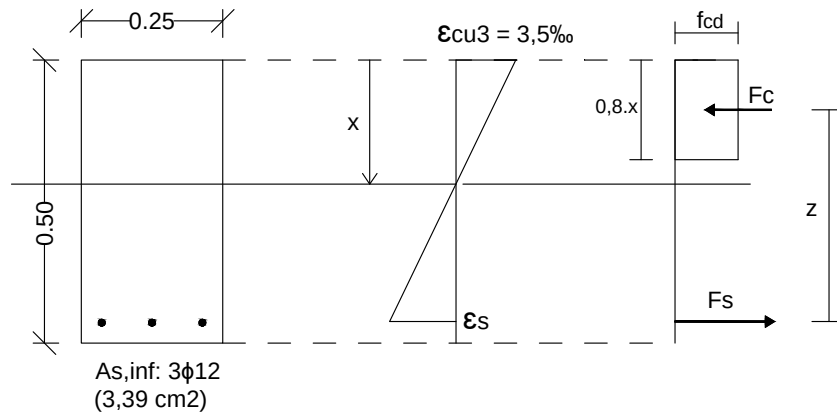


Fig. 5.32 - Armadura inferior dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,+}$

Como foi feito para o primeiro tramo, as forças internas F_c e F_s observadas na Figura 5.32 são dadas pelas equações 5.39 e 5.40, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,25 \cdot \frac{20000}{1,15} = 3478,26 \cdot x$$

$$F_s = (3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 92,45 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.46), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s \Leftrightarrow x = 0,0266 \text{ m} \quad (5.46.)$$

Assim sendo, o momento resistente inferior dos restantes tramos da viga V1 é dado por:

$$M_{rd+} = F_s \cdot z = F_s \cdot (0,50 - 0,036 - 0,4 \cdot x) \quad (5.47.)$$

$$M_{rd+} = 92,45 \cdot (0,50 - 0,036 - 0,4 \cdot 0,0266) = 41,91 \text{ kN.m}$$

▪ **Momento resistente no apoio dos restantes tramos da viga V1 (Mrd,-)**

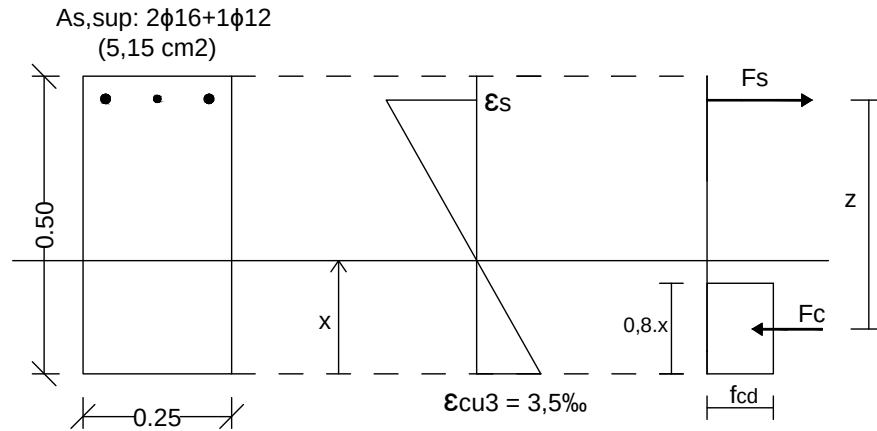


Fig. 5.33 - Armadura superior dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,-

As forças internas F_c e F_s , observadas na Figura 5.33, são dadas pelas equações 5.39 e 5.40, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,25 \cdot \frac{20000}{1,15} = 3478,26 \cdot x$$

$$F_s = (5,15 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,10} = 140,45 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.48), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s \Leftrightarrow x = 0,0404 \text{ m} \quad (5.48.)$$

Então, o momento resistente inferior nos restantes tramos da viga V1 é dado por:

$$Mrd- = F_s \cdot z = F_s \cdot (0,50 - 0,038 - 0,4 \cdot x) \quad (5.49.)$$

$$Mrd- = 140,45 \cdot (0,50 - 0,038 - 0,4 \cdot 0,0404) = 62,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▪ **Esforço transversal resistente nos restantes tramos da viga V1 (Vrd,c)**

De acordo com a equação 5.45, o valor do esforço transversal resistente é dado por:

$$Vrd,c = 2 \text{ ramos} \cdot \frac{0,5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75}{0,20} \cdot (0,9 \cdot 0,47) \cdot \frac{400000}{1,10} \cdot \cot 45^\circ = 57,68 \text{ kN}$$

5.4.2.3. Coeficientes de estrutura nova *versus* coeficientes de estrutura existente

Bem como foi feito para as lajes, calculou-se os esforços considerando os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura nova. Os resultados podem ser observados nas Tabelas 5.25 e 5.26.

Tabela 5.25 - Mrd e Vrd,c das vigas V1 a V4 utilizando coeficientes de uma estrutura nova

COEF. PARCIAIS DE ESTRUTURA NOVA								
Viga	V1		V2		V3		V4	
	1o tramo	restante	1o tramo	restante	1o tramo	restante	1o tramo	restante
Dimensões	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50
Armadura longitudinal inferior	Φ	3Φ16	3Φ12	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ16	3Φ12
	As	6,03	3,39	6,28	4,02	6,28	4,02	3,39
	Mrd (5% corrosão)	87,69	50,77	91,07	59,79	91,07	59,79	50,77
	Mrd (10% corrosão)	83,37	48,19	86,60	56,77	86,60	56,77	48,19
	Mrd (15% corrosão)	79,02	45,60	82,09	53,74	82,09	53,74	45,60
	Mrd (20% corrosão)	74,64	43,00	77,55	50,70	77,55	50,70	43,00
	Mrd (25% corrosão)	70,22	40,39	72,97	47,64	72,97	47,64	40,39
	Msd	85,38	47,87	100,83	59,08	100,22	58,84	47,28
Armadura longitudinal superior	Φ	2Φ20+1Φ16	2Φ16+1Φ12	2Φ20+1Φ12	2Φ20	2Φ20+1Φ12	2Φ20	2Φ20+1Φ16
	As	8,29	5,15	7,41	6,28	7,41	6,28	5,15
	Mrd (5% corrosão)	117,49	75,64	106,09	91,07	106,09	91,07	75,64
	Mrd (10% corrosão)	111,87	71,87	100,95	86,60	100,95	86,60	71,87
	Mrd (15% corrosão)	106,18	68,09	95,77	82,09	95,77	82,09	68,09
	Mrd (20% corrosão)	100,44	64,27	90,53	77,55	90,53	77,55	64,27
	Mrd (25% corrosão)	94,63	60,44	85,25	72,97	85,25	72,97	60,44
	Msd	114,10	76,21	104,18	98,06	103,42	97,34	75,43
Armadura transversal	Φ	Φ8//0,125	Φ8//0,20	Φ8//0,125	Φ8//0,15	Φ8//0,125	Φ8//0,15	Φ8//0,125
	As	4,00	2,50	4,00	3,33	4,00	3,33	2,50
	Vrd,c (5% corrosão)	111,82	69,89	111,82	93,18	111,82	93,18	69,89
	Vrd,c (10% corrosão)	105,93	66,21	105,93	88,28	105,93	88,28	66,21
	Vrd,c (15% corrosão)	100,05	62,53	100,05	83,37	100,05	83,37	62,53
	Vrd,c (20% corrosão)	94,16	58,85	94,16	78,47	94,16	78,47	58,85
	Vrd,c (25% corrosão)	88,28	55,17	88,28	73,57	88,28	73,57	55,17
	Vsd,c	118,41	70,60	130,68	108,12	129,85	107,30	69,74

Tabela 5.26 - Mrd e Vrd,c das vigas V5 a V9 utilizando coeficientes de uma estrutura nova

COEF. PARCIAIS DE ESTRUTURA NOVA						
Viga	V5	V6	V7	V8	V9	
Dimensões	0,25X0,50	0,25X0,55	0,25X0,50	0,25X0,50	0,25X0,50	
Armadura longitudinal inferior	ϕ	2 ϕ 16+1 ϕ 10	3 ϕ 16	2 ϕ 16+1 ϕ 10	2 ϕ 16+1 ϕ 10	2 ϕ 16
	As	4,81	6,03	4,81	4,81	4,02
	Mrd (5% corrosão)	70,91	97,66	70,91	70,91	59,79
	Mrd (10% corrosão)	67,37	92,81	67,37	67,37	56,77
	Mrd (15% corrosão)	63,80	87,94	63,80	63,80	53,74
	Mrd (20% corrosão)	60,22	83,03	60,22	60,22	50,70
	Mrd (25% corrosão)	56,61	78,09	56,61	56,61	47,64
	Msd	67,66	97,51	72,77	69,51	54,12
Armadura longitudinal superior	ϕ	3 ϕ 16	2 ϕ 16+1 ϕ 20	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	As	6,03	7,16	6,03	6,03	6,03
	Mrd (5% corrosão)	87,69	114,63	87,69	87,69	87,69
	Mrd (10% corrosão)	83,37	109,02	83,37	83,37	83,37
	Mrd (15% corrosão)	79,02	103,36	79,02	79,02	79,02
	Mrd (20% corrosão)	74,64	97,65	74,64	74,64	74,64
	Mrd (25% corrosão)	70,22	91,89	70,22	70,22	70,22
	Msd	88,44	112,32	99,13	82,93	98,31
Armadura transversal	ϕ	ϕ 8//0,15	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,15	ϕ 8//0,15
	As	3,33	4,00	4,00	3,33	3,33
	Vrd,c (5% corrosão)	93,18	123,71	111,82	93,18	93,18
	Vrd,c (10% corrosão)	88,28	117,20	105,93	88,28	88,28
	Vrd,c (15% corrosão)	83,37	110,69	100,05	83,37	83,37
	Vrd,c (20% corrosão)	78,47	104,18	94,16	78,47	78,47
	Vrd,c (25% corrosão)	73,57	97,67	88,28	73,57	73,57
	Vsd,c	92,95	140,36	119,65	101,40	100,74

Da mesma forma, nota-se que ao utilizar os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura nova, os esforços são mais elevados, e tem-se praticamente para todos os níveis de corrosão uma não verificação da segurança, com os momentos atuantes superiores aos resistente. Este cenário, entretanto, é bastante diferente se comparado aos esforços utilizando os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura existente (Tabelas 5.23 e 5.24), em que a não verificação ocorre apenas para situações com maiores níveis de corrosão.

Chega-se, portanto, à mesma conclusão obtida anteriormente com relação as lajes: a utilização de coeficientes redefinidos para uma estrutura existente fornece resultados mais adequados aos níveis de segurança mínimos exigidos, além de serem resultados mais ajustados de forma a não realizar intervenções desnecessárias.

5.4.3. PILARES

5.4.3.1. Esforços atuantes

Os pilares, sujeitos à flexão desviada, também tiveram os seus esforços atuantes fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000 [54] com a introdução dos coeficientes parciais de segurança de uma estrutura existente. Nas Figuras 5.34, 5.35 e 5.36 a seguir serão apresentados os resultados do programa para um pilar de canto (P35), um pilar central (P41) e um pilar de bordo (P56), respetivamente. Para os restantes pilares, os esforços poderão ser observados na Tabela 5.27 que será apresentado ainda nesta seção.

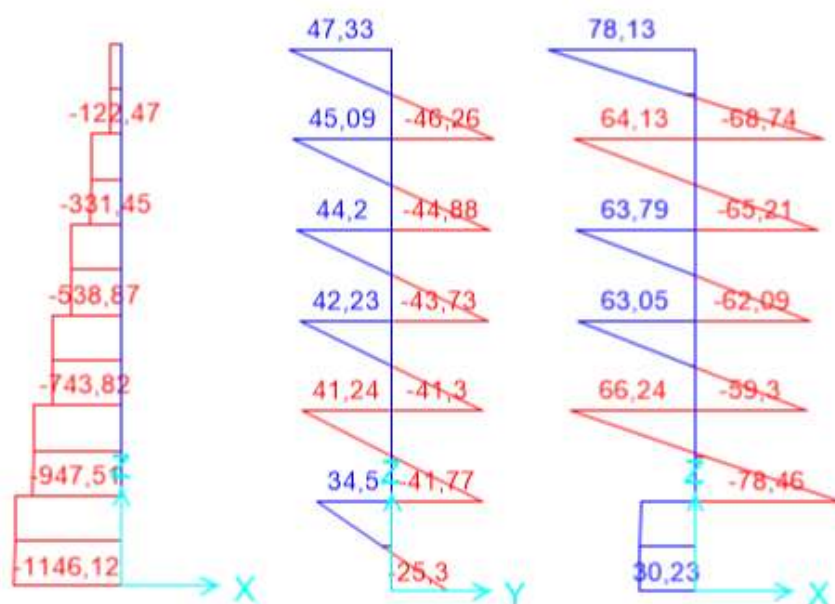


Fig. 5.34 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de canto P35

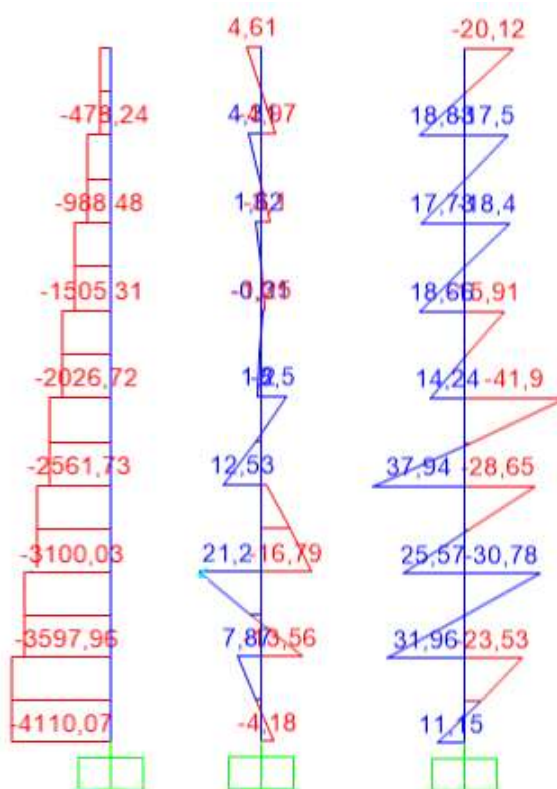


Fig. 5.35 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar central P41

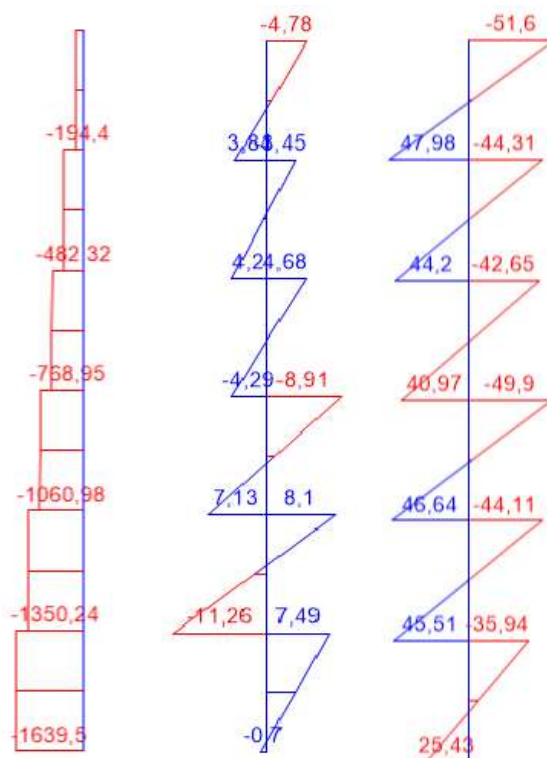


Fig. 5.36 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de bordo P56

5.4.3.2. Esforços resistentes

No cálculo do esforço resistente para os pilares considerou-se o ábaco de flexão desviada. Este ábaco pode ser observado nas Figura 5.37 e 5.38.

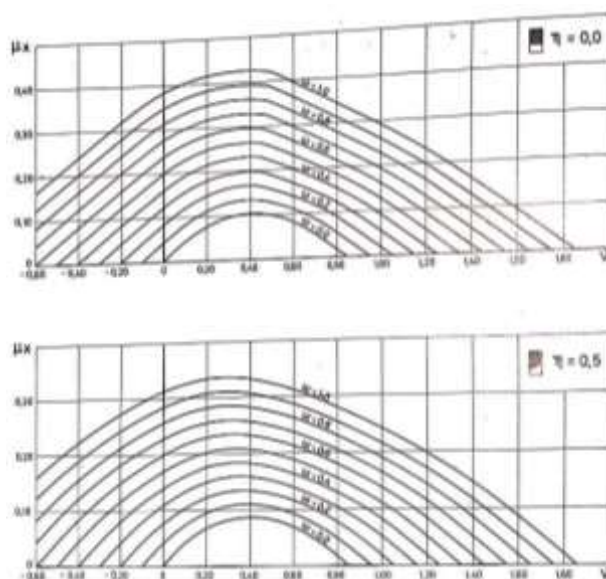


Fig. 5.37 - Ábaco de flexão desviada para seções retangulares de aço A400 (Parte 1) [55]

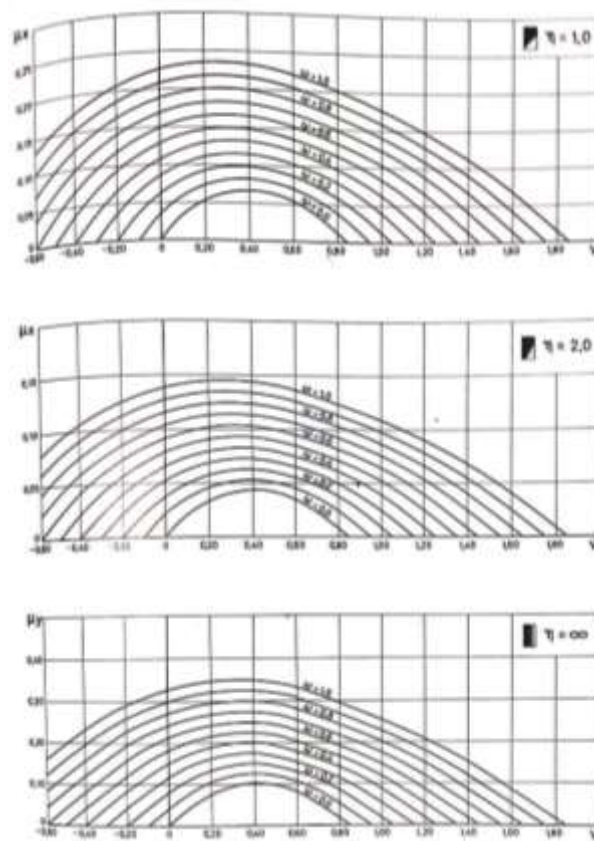


Fig. 5.38 - Ábaco de flexão desviada para seções retangulares de aço A400 (Parte 2 – Continuação) [55]

Primeiramente deve-se obter o valor de ω , que corresponde às curvas observadas no ábaco anterior. O valor de ω é dado por [55]:

$$\omega = \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (5.50.)$$

Em que:

A_s área de aço do pilar (considerou-se que ocorreu 25% de corrosão da armadura);

A_c área da seção transversal do pilar;

f_{syd} valor de cálculo da tensão no aço;

f_{cd} valor de cálculo da tensão no betão.

Desta forma, com os coeficientes parciais de segurança redefinidos para uma estrutura existente, tem-se:

- $f_{syd} = \frac{400000}{1,10}$
- $f_{cd} = \frac{20000}{1,15}$

Então, após obtenção do valor de ω , obtém-se o valor de η dado por [55]:

$$\eta = \frac{M_{sd,y}}{M_{sd,x}} \quad (5.51.)$$

O valor de v , correspondente ao eixo x do ábaco, é dado por [55]:

$$v = \frac{N_{Rd}}{A_c f_{cd}} \quad (5.52.)$$

Enfim, com os valores de ω , η e v calculados, é possível obter nas curvas do ábaco os respetivos valores de μ_x e μ_y resistentes, e assim definir os momentos fletores resistentes nas direções x e y, que são dados por [55]:

$$M_{Rd,x} = \mu_x \cdot A_c \cdot h \cdot f_{cd} \quad (5.53.)$$

$$M_{Rd,y} = \mu_y \cdot A_c \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.54.)$$

A Tabela 5.27 apresenta os momentos fletores resistentes de todos os pilares da estrutura, bem como os atuantes. Para os momentos fletores atuantes, foi considerado a imperfeição geométrica numa das direções (a que for mais desfavorável). A sinalização a verde dos momentos resistentes significa que a segurança está verificada. Caso contrário, o momento resistente está destacado pela cor vermelha.

Tabela 5.27 - Momento fletor resistente e atuantes dos pilares da estrutura

	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
P35	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{Ig}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,50	1146,12	34,50	38,26	8,03	54,35	120,53	0,1	0,11	0,53	1,11	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 1	0,25	0,50	947,51	41,77	91,73	13,27	38,04	167,10	0,07	0,15	0,44	2,20	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 2	0,25	0,50	743,82	42,23	78,68	15,63	38,04	141,76	0,07	0,13	0,34	1,86	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 3	0,25	0,50	538,87	44,20	78,89	15,10	38,04	135,80	0,07	0,12	0,25	1,78	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 4	0,25	0,50	331,45	45,09	76,82	11,61	32,61	111,11	0,06	0,10	0,15	1,70	0,24	6φ16+6φ12	18,84
piso 5	0,25	0,50	122,47	47,33	83,28	5,15	21,74	76,50	0,04	0,07	0,06	1,76	0,24	6φ16+6φ12	18,84	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm ²)
P36	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{Ig}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	garagem 1	0,25	0,70	2416,36	3,34	59,01	16,34	15,68	98,91	0,01	0,13	0,79	17,67	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	garagem 2	0,25	0,70	2168,76	6,00	90,70	29,33	21,14	114,13	0,01	0,15	0,71	15,12	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	terreo	0,25	0,70	1919,08	6,96	103,30	39,40	24,40	129,35	0,01	0,17	0,63	14,84	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	piso 1	0,25	0,70	1579,91	12,25	114,08	43,50	41,18	136,96	0,02	0,18	0,52	9,31	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	piso 2	0,25	0,50	1242,26	4,59	100,93	42,90	9,89	108,70	0,01	0,20	0,57	21,99	0,48	4φ25+6φ20	38,48
piso 3	0,25	0,50	908,47	3,87	98,74	37,74	9,16	116,85	0,01	0,22	0,42	25,51	0,48	4φ25+6φ20	38,48	
piso 4	0,25	0,50	573,52	2,51	89,74	27,84	6,38	114,13	0,01	0,21	0,26	35,75	0,48	4φ25+6φ20	38,48	
piso 5	0,25	0,50	237,33	1,41	85,29	13,18	3,59	108,70	0,00	0,20	0,11	60,49	0,48	4φ25+6φ20	38,48	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm ²)
P37	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{Ig}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	garagem 1	0,25	0,70	2391,18	4,78	58,41	16,17	22,66	98,91	0,01	0,13	0,79	12,22	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	garagem 2	0,25	0,70	2146,3	8,97	89,77	29,03	31,93	114,13	0,01	0,15	0,71	10,01	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	terreo	0,25	0,70	1899,33	7,35	102,38	38,99	26,00	129,35	0,01	0,17	0,62	13,93	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	piso 1	0,25	0,70	1563,57	10,71	113,12	43,05	36,31	136,96	0,02	0,18	0,51	10,56	0,34	4φ25+6φ20	38,48
	piso 2	0,25	0,50	1229,29	2,57	100,04	42,46	5,58	108,70	0,01	0,20	0,57	38,92	0,48	4φ25+6φ20	38,48
piso 3	0,25	0,50	898,93	2,37	97,88	37,34	5,66	116,85	0,01	0,22	0,41	41,30	0,48	4φ25+6φ20	38,48	
piso 4	0,25	0,50	567,44	0,90	88,97	27,55	2,31	114,13	0,00	0,21	0,26	98,85	0,48	4φ25+6φ20	38,48	
piso 5	0,25	0,50	234,7	0,85	84,59	13,04	2,18	108,70	0,00	0,20	0,11	99,51	0,48	4φ25+6φ20	38,48	

		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P38	terreo	0,25	0,50	1130,53	32,96	37,50	7,92	54,35	123,66	0,1	0,11	0,52	1,14	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 1	0,25	0,50	934,58	39,79	91,12	13,09	38,04	174,24	0,07	0,16	0,43	2,29	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 2	0,25	0,50	733,61	40,51	78,12	15,42	38,04	146,72	0,07	0,13	0,34	1,93	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 3	0,25	0,50	531,39	42,29	78,40	14,89	38,04	141,05	0,07	0,13	0,24	1,85	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 4	0,25	0,50	326,75	43,18	76,35	11,44	32,61	115,32	0,06	0,11	0,15	1,77	0,24	6φ16+6φ12	18,84
	piso 5	0,25	0,50	120,58	45,21	82,81	5,07	21,74	79,64	0,04	0,07	0,06	1,83	0,24	6φ16+6φ12	18,84
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P40	terreo	0,25	0,70	1893,41	68,45	17,53	13,26	97,01	69,56	0,128	0,03	0,62	0,26	0,22	4φ20+6φ16	24,62
	piso 1	0,25	0,70	1557,14	88,82	34,87	21,81	98,91	108,73	0,13	0,05	0,51	0,39	0,22	4φ20+6φ16	24,62
	piso 2	0,25	0,70	1223,68	98,38	33,41	25,71	98,91	94,05	0,13	0,04	0,40	0,34	0,22	4φ20+6φ16	24,62
	piso 3	0,25	0,50	888,25	84,61	24,24	24,89	86,96	49,83	0,16	0,05	0,41	0,29	0,31	4φ20+6φ16	24,62
	piso 4	0,25	0,50	559,26	81,68	24,38	19,59	81,52	48,67	0,15	0,04	0,26	0,30	0,31	4φ20+6φ16	24,62
	piso 5	0,25	0,50	229,62	80,90	30,50	9,65	70,65	53,27	0,13	0,05	0,11	0,38	0,31	4φ20+6φ16	24,62
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P41	garagem 1	0,35	0,70	4110,07	7,87	51,32	27,79	36,59	119,30	0,01	0,08	0,96	6,52	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	garagem 2	0,35	0,70	3597,96	21,20	80,62	48,66	101,96	193,87	0,03	0,13	0,84	3,80	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	terreo	0,35	0,70	3100,03	16,79	92,29	63,64	81,39	223,70	0,03	0,15	0,73	5,50	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	piso 1	0,35	0,70	2561,73	12,53	112,43	70,53	56,51	253,52	0,02	0,17	0,60	8,97	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	piso 2	0,25	0,50	2026,72	1,20	85,91	70,00	1,67	59,78	0,00	0,11	0,93	71,59	0,39	10φ20	31,4
	piso 3	0,25	0,50	1505,31	1,62	81,19	62,53	3,47	86,96	0,00	0,16	0,69	50,12	0,39	10φ20	31,4
P42	piso 4	0,25	0,50	988,48	4,31	65,72	47,99	14,26	108,70	0,01	0,20	0,45	15,25	0,39	10φ20	31,4
	piso 5	0,25	0,50	478,24	4,97	46,69	26,57	21,99	103,26	0,02	0,19	0,22	9,39	0,39	10φ20	31,4
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P42	garagem 1	0,35	0,70	4065,57	10,59	50,75	27,49	49,79	119,30	0,02	0,08	0,95	4,79	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	garagem 2	0,35	0,70	3559,18	26,41	79,73	48,14	128,44	193,87	0,04	0,13	0,84	3,02	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	terreo	0,35	0,70	3066,97	18,47	91,30	62,96	90,50	223,70	0,03	0,15	0,72	4,94	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	piso 1	0,35	0,70	2534,31	9,47	111,27	69,78	43,15	253,52	0,01	0,17	0,59	11,75	0,35	8φ25+8φ20	55,4
	piso 2	0,25	0,50	2004,81	2,48	85,01	69,24	3,49	59,78	0,00	0,11	0,92	34,28	0,39	10φ20	31,4
	piso 3	0,25	0,50	1489,07	4,43	80,36	61,86	9,59	86,96	0,01	0,16	0,68	18,14	0,39	10φ20	31,4
P43	piso 4	0,25	0,50	977,77	7,10	65,04	47,47	23,73	108,70	0,02	0,20	0,45	9,16	0,39	10φ20	31,4
	piso 5	0,25	0,50	472,86	8,10	46,22	26,27	36,19	103,26	0,03	0,19	0,22	5,71	0,39	10φ20	31,4
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P43	terreo	0,25	0,70	1869,11	66,06	17,32	13,09	97,01	71,22	0,128	0,03	0,61	0,26	0,22	4φ20+6φ16	24,62
	piso 1	0,25	0,70	1537,09	85,74	34,21	21,53	98,91	110,50	0,13	0,05	0,51	0,40	0,22	4φ20+6φ16	24,62
	piso 2	0,25	0,70	1207,84	95,42	33,05	25,38	98,91	95,93	0,13	0,05	0,40	0,35	0,22	4φ20+6φ16	24,62
	piso 3	0,25	0,50	876,56	82,06	23,85	24,56	86,96	50,55	0,16	0,05	0,40	0,29	0,31	4φ20+6φ16	24,62
	piso 4	0,25	0,50	551,64	79,17	23,99	19,32	81,52	49,41	0,15	0,05	0,25	0,30	0,31	4φ20+6φ16	24,62
	piso 5	0,25	0,50	226,06	78,05	29,99	9,50	70,65	54,29	0,13	0,05	0,10	0,38	0,31	4φ20+6φ16	24,62
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P45	terreo	0,25	0,70	1580,84	58,88	5,76	11,07	98,91	27,09	0,13	0,01	0,52	0,10	0,13	4φ16+6φ12	14,82
	piso 1	0,25	0,70	1308,06	75,96	9,61	18,32	106,52	37,73	0,14	0,02	0,43	0,13	0,13	4φ16+6φ12	14,82
	piso 2	0,25	0,70	1029,3	84,34	7,56	21,63	106,52	26,74	0,14	0,01	0,34	0,09	0,13	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	749,12	73,11	7,99	20,99	92,39	20,19	0,17	0,02	0,34	0,11	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	473,01	70,82	7,26	16,57	81,52	16,72	0,15	0,02	0,22	0,10	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	192,67	71,99	7,85	8,10	67,93	14,82	0,125	0,01	0,09	0,11	0,19	4φ16+6φ12	14,82
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P46	garagem 1	0,35	0,70	3371,57	2,19	27,62	22,80	21,28	134,22	0,01	0,09	0,79	12,61	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	garagem 2	0,35	0,70	2957,37	9,29	47,62	40,00	29,09	149,13	0,02	0,10	0,69	5,13	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	terreo	0,35	0,70	2539,49	8,40	57,72	52,13	28,21	193,87	0,02	0,13	0,60	6,87	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	piso 1	0,35	0,70	2104,85	13,07	69,61	57,95	39,20	208,78	0,03	0,14	0,49	5,33	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	piso 2	0,25	0,50	1672,14	3,22	62,39	57,75	2,52	48,91	0,00	0,09	0,77	19,38	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1249,54	2,80	58,89	51,91	3,36	70,65	0,01	0,13	0,57	21,03	0,19	4φ16+6φ12	14,82
P46	piso 4	0,25	0,50	822,59	1,47	47,31	39,93	2,53	81,52	0,00	0,15	0,38	32,19	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	394,23	3,40	30,01	21,90	8,00	70,65	0,01	0,13	0,18	8,83	0,19	4φ16+6φ12	14,82

		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P47	garagem 1	0,35	0,70	3335,72	4,39	27,35	22,56	43,09	134,22	0,01	0,09	0,78	6,23	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	garagem 2	0,35	0,70	2925,85	13,71	47,15	39,57	86,72	149,13	0,03	0,10	0,69	3,44	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	terreo	0,35	0,70	2512,46	9,58	57,04	51,58	65,12	193,87	0,02	0,13	0,59	5,95	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	piso 1	0,35	0,70	2082,22	10,63	68,77	57,33	64,54	208,78	0,02	0,14	0,49	6,47	0,18	6φ20+8φ12	27,88
	piso 2	0,25	0,50	1653,84	1,24	61,70	57,12	1,97	48,91	0,00	0,09	0,76	49,76	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1235,8	0,57	58,21	51,34	1,38	70,65	0,00	0,13	0,57	102,12	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	813,45	2,08	46,75	39,49	7,25	81,52	0,01	0,15	0,37	22,48	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	389,6	1,41	29,62	21,64	6,73	70,65	0,01	0,13	0,18	21,01	0,19	4φ16+6φ12	14,82
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P48	terreo	0,25	0,70	1560,27	56,76	5,84	10,93	98,91	28,50	0,13	0,01	0,51	0,10	0,13	4φ16+6φ12	14,82
	piso 1	0,25	0,70	1290,88	73,27	9,15	18,08	106,52	37,25	0,14	0,02	0,42	0,12	0,13	4φ16+6φ12	14,82
	piso 2	0,25	0,70	1015,62	81,70	7,49	21,34	106,52	27,34	0,14	0,01	0,33	0,09	0,13	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	738,92	70,81	7,70	20,70	92,39	20,09	0,17	0,02	0,34	0,11	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	466,31	68,49	7,02	16,33	81,52	16,71	0,15	0,02	0,21	0,10	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	189,52	69,30	7,53	7,96	67,93	14,76	0,125	0,01	0,09	0,11	0,19	4φ16+6φ12	14,82
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P50	terreo	0,25	0,60	1510,15	52,65	14,26	10,58	78,26	50,87	0,12	0,03	0,58	0,27	0,17	6φ16+4φ12	16,58
	piso 1	0,25	0,60	1236,83	68,23	12,88	17,33	91,30	41,37	0,14	0,03	0,47	0,19	0,17	6φ16+4φ12	16,58
	piso 2	0,25	0,60	966,28	74,57	13,50	20,30	97,83	42,50	0,15	0,03	0,37	0,18	0,17	6φ16+4φ12	16,58
	piso 3	0,25	0,40	696,6	61,01	3,67	19,52	78,26	7,53	0,18	0,01	0,40	0,06	0,26	6φ16+4φ12	16,58
	piso 4	0,25	0,40	436,34	58,19	4,44	15,28	73,91	9,02	0,17	0,01	0,25	0,08	0,26	6φ16+4φ12	16,58
	piso 5	0,25	0,40	177,35	55,73	3,35	7,45	63,04	6,06	0,145	0,01	0,10	0,06	0,26	6φ16+4φ12	16,58
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P51	garagem 1	0,35	0,70	3213,07	23,31	4,82	21,73	223,70	23,13	0,08	0,02	0,75	0,21	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	garagem 2	0,35	0,70	2830,01	46,76	12,62	38,28	328,09	44,28	0,11	0,03	0,66	0,27	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	terreo	0,35	0,70	2460,49	57,06	3,80	50,51	372,83	12,41	0,13	0,01	0,58	0,07	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	piso 1	0,35	0,70	2029,15	71,17	4,23	55,87	432,48	12,85	0,15	0,01	0,48	0,06	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	piso 2	0,25	0,50	1603,2	60,43	0,42	55,37	108,70	0,38	0,10	0,00	0,74	0,01	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1193,4	54,94	2,51	49,58	163,04	3,72	0,15	0,01	0,55	0,05	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	783,36	42,49	3,13	38,03	184,78	6,81	0,17	0,01	0,36	0,07	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	378,18	27,39	3,65	21,01	152,17	10,14	0,14	0,02	0,17	0,13	0,19	4φ16+6φ12	14,82
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P52	garagem 1	0,35	0,70	3181,14	24,96	4,67	21,51	223,70	20,92	0,08	0,01	0,75	0,19	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	garagem 2	0,35	0,70	2801,56	50,20	12,36	37,89	328,09	40,39	0,11	0,03	0,66	0,25	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	terreo	0,35	0,70	2435,5	57,33	3,53	50,00	372,83	11,48	0,13	0,01	0,57	0,06	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	piso 1	0,35	0,70	2008,48	67,97	4,39	55,30	432,48	13,97	0,15	0,01	0,47	0,06	0,16	4φ20+6φ12	24,62
	piso 2	0,25	0,50	1586,69	57,69	0,35	54,80	108,70	0,33	0,10	0,00	0,73	0,01	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1181,13	52,17	2,40	49,07	163,04	3,75	0,15	0,01	0,54	0,05	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	775,28	39,90	3,01	37,64	184,78	6,97	0,17	0,01	0,36	0,08	0,19	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	374,13	24,28	3,50	20,78	152,17	10,97	0,14	0,02	0,17	0,14	0,19	4φ16+6φ12	14,82
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P53	terreo	0,25	0,60	1490,7	50,77	14,23	10,44	78,26	52,64	0,12	0,03	0,57	0,28	0,17	4φ16+4φ12	16,58
	piso 1	0,25	0,60	1220,81	65,82	13,11	17,10	91,30	43,65	0,14	0,03	0,47	0,20	0,17	4φ16+4φ12	16,58
	piso 2	0,25	0,60	953,7	72,22	13,51	20,04	97,83	43,92	0,15	0,03	0,37	0,19	0,17	4φ16+4φ12	16,58
	piso 3	0,25	0,40	687,36	59,12	3,81	19,26	78,26	8,07	0,18	0,01	0,40	0,06	0,26	4φ16+4φ12	16,58
	piso 4	0,25	0,40	430,32	56,28	4,57	15,07	73,91	9,60	0,17	0,01	0,25	0,08	0,26	4φ16+4φ12	16,58
	piso 5	0,25	0,40	174,56	53,65	3,54	7,34	63,04	6,66	0,145	0,01	0,10	0,07	0,26	4φ16+4φ12	16,58
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P55	terreo	0,25	0,50	945,15	37,70	10,94	6,62	149,46	21,69	0,138	0,04	0,43	0,29	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 1	0,25	0,50	784,59	70,34	24,52	10,99	130,43	22,73	0,12	0,04	0,36	0,35	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 2	0,25	0,50	617,56	63,71	23,76	12,98	130,43	24,32	0,12	0,04	0,28	0,37	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 3	0,25	0,50	448,85	66,47	27,12	12,58	119,57	24,39	0,11	0,04	0,21	0,41	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 4	0,25	0,50	275,85	64,06	28,40	9,66	97,83	21,68	0,09	0,04	0,13	0,44	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 5	0,25	0,50	100,67	69,85	29,93	4,23	76,09	16,30	0,07	0,03	0,05	0,43	0,16	4φ16+4φ12	12,56

	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real	
P56	terreo	0,25	0,70	1639,5	7,49	47,42	11,48	37,01	83,70	0,017	0,11	0,54	6,33	0,13	4φ16+8φ10	14,36
	piso 1	0,25	0,70	1350,24	11,26	64,42	18,91	46,54	95,11	0,022	0,13	0,44	5,72	0,13	4φ16+8φ10	14,36
	piso 2	0,25	0,70	1060,98	8,91	72,19	22,29	32,87	95,11	0,015	0,13	0,35	8,10	0,13	4φ16+8φ10	14,36
	piso 3	0,25	0,50	768,95	4,68	64,19	21,54	11,89	81,52	0,011	0,15	0,35	13,72	0,18	4φ16+8φ10	14,36
	piso 4	0,25	0,50	482,32	4,20	61,20	16,89	10,44	76,09	0,01	0,14	0,22	14,57	0,18	4φ16+8φ10	14,36
piso 5	0,25	0,50	194,4	4,78	59,77	8,17	9,56	59,78	0,009	0,11	0,09	12,50	0,18	4φ16+8φ10	14,36	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real	
P57	terreo	0,25	0,70	1623,15	6,33	46,98	11,37	31,58	83,70	0,015	0,11	0,53	7,42	0,13	4φ16+8φ10	14,36
	piso 1	0,25	0,70	1336,73	9,85	63,81	18,73	41,11	95,11	0,019	0,13	0,44	6,48	0,13	4φ16+8φ10	14,36
	piso 2	0,25	0,70	1050,24	6,61	71,52	22,07	24,61	95,11	0,012	0,13	0,35	10,82	0,13	4φ16+8φ10	14,36
	piso 3	0,25	0,50	761,02	3,34	63,58	21,32	8,56	81,52	0,008	0,15	0,35	19,04	0,18	4φ16+8φ10	14,36
	piso 4	0,25	0,50	477,31	2,85	60,63	16,72	7,15	76,09	0,007	0,14	0,22	21,27	0,18	4φ16+8φ10	14,36
piso 5	0,25	0,50	192,29	3,32	59,20	8,08	6,71	59,78	0,006	0,11	0,09	17,83	0,18	4φ16+8φ10	14,36	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real	
P58	terreo	0,25	0,50	930,13	35,85	10,83	6,51	149,46	22,57	0,138	0,04	0,43	0,30	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 1	0,25	0,50	772,2	67,36	24,24	10,82	130,43	23,47	0,12	0,04	0,36	0,36	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 2	0,25	0,50	607,77	61,33	23,55	12,77	130,43	25,04	0,12	0,05	0,28	0,38	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 3	0,25	0,50	441,64	63,92	26,84	12,37	119,57	25,10	0,11	0,05	0,20	0,42	0,16	4φ16+4φ12	12,56
	piso 4	0,25	0,50	271,32	61,46	28,11	9,50	97,83	22,37	0,09	0,04	0,12	0,46	0,16	4φ16+4φ12	12,56
piso 5	0,25	0,50	98,88	66,71	29,56	4,16	76,09	16,86	0,07	0,03	0,05	0,44	0,16	4φ16+4φ12	12,56	

Como pode ser observado, alguns pilares apresentam esforços atuantes superiores aos resistentes (sinalizados pela cor vermelha), o que justifica a adoção de reforço estrutural nos pilares, de forma a garantir a segurança da estrutura.

5.4.3.3. Coeficientes de estrutura nova *versus* coeficientes de estrutura existente

Da mesma forma, verificou-se os esforços atuantes e resistentes dos pilares utilizando os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura nova (Tabela 5.28), de forma a poder se comparar com os valores do Tabela 5.27 acima, na qual redefiniu-se os coeficientes parciais de segurança. Notou-se novamente esforços maiores e a não verificação da segurança na grande maioria dos pilares (apenas o pilar P57 verifica a segurança), diferentemente de como ocorreu ao utilizar coeficientes parciais de segurança redefinidos.

Tabela 5.28 - Momento fletor resistente e atuantes dos pilares da estrutura utilizando coeficientes de uma estrutura nova

P35		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,50	1292,89	38,96	43,14	9,06	43,48	96,28	0,08	0,09	0,78	1,11	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 1	0,25	0,50	1068,84	47,17	103,56	14,97	35,33	155,12	0,065	0,14	0,64	2,20	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 2	0,25	0,50	839,06	47,70	88,84	17,63	38,04	141,71	0,07	0,13	0,50	1,86	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 3	0,25	0,50	607,86	49,91	89,07	17,03	40,76	145,49	0,075	0,13	0,36	1,78	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 4	0,25	0,50	373,87	50,93	86,74	13,09	29,89	101,82	0,055	0,09	0,22	1,70	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 5	0,25	0,50	128,11	53,43	93,56	5,38	32,61	114,21	0,06	0,11	0,08	1,75	0,29	6φ16+6φ12	18,84
P36		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	garagem 1	0,25	0,70	2728,33	3,77	66,70	18,45	3,61	22,83	0,00	0,03	1,17	17,69	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	garagem 2	0,25	0,70	2448,54	6,77	102,53	33,12	11,96	64,67	0,01	0,09	1,05	15,14	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	terreo	0,25	0,70	2166,4	7,86	116,75	44,48	17,21	91,30	0,01	0,12	0,93	14,85	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	piso 1	0,25	0,70	1783,48	13,82	128,93	49,11	36,54	121,74	0,02	0,16	0,76	9,33	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	piso 2	0,25	0,50	1402,29	5,17	114,05	48,43	8,87	97,83	0,01	0,18	0,84	22,06	0,60	4φ25+6φ20	38,48
	piso 3	0,25	0,50	1025,42	4,36	111,59	42,60	9,77	125,00	0,01	0,23	0,62	25,59	0,60	4φ25+6φ20	38,48
	piso 4	0,25	0,50	647,25	2,82	101,43	31,42	7,55	135,87	0,01	0,25	0,39	35,97	0,60	4φ25+6φ20	38,48
	piso 5	0,25	0,50	267,69	1,57	96,31	14,87	4,25	130,43	0,00	0,24	0,16	61,34	0,60	4φ25+6φ20	38,48

P37		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	garagem 1	0,25	0,70	2699,89	5,40	66,03	18,26	5,23	22,83	0,00	0,03	1,16	12,23	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	garagem 2	0,25	0,70	2423,17	10,14	101,47	32,77	18,10	64,67	0,01	0,09	1,04	10,01	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	terreo	0,25	0,70	2144,08	8,30	115,70	44,02	18,34	91,30	0,01	0,12	0,92	13,94	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	piso 1	0,25	0,70	1765,03	12,08	127,84	48,60	32,21	121,74	0,02	0,16	0,76	10,58	0,43	4φ25+6φ20	38,48
	piso 2	0,25	0,50	1387,64	2,90	113,05	47,93	5,02	97,83	0,00	0,18	0,83	38,98	0,60	4φ25+6φ20	38,48
	piso 3	0,25	0,50	1014,66	2,66	110,61	42,15	6,01	125,00	0,01	0,23	0,61	41,58	0,60	4φ25+6φ20	38,48
P38		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,50	1275,29	37,22	42,27	8,93	43,48	98,76	0,08	0,09	0,77	1,14	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 1	0,25	0,50	1054,25	44,93	102,88	14,77	35,33	161,78	0,065	0,15	0,63	2,29	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 2	0,25	0,50	827,54	45,75	88,20	17,39	38,04	146,68	0,07	0,13	0,50	1,93	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 3	0,25	0,50	599,41	47,76	88,52	16,79	40,76	151,10	0,075	0,14	0,36	1,85	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 4	0,25	0,50	368,56	48,77	86,22	12,91	29,89	105,69	0,055	0,10	0,22	1,77	0,29	6φ16+6φ12	18,84
	piso 5	0,25	0,50	135,98	51,04	93,45	5,71	32,61	119,41	0,06	0,11	0,08	1,83	0,29	6φ16+6φ12	18,84
P40		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,70	2137,25	77,37	19,80	14,97	60,87	43,62	0,08	0,02	0,92	0,26	0,28	4φ20+6φ16	24,62
	piso 1	0,25	0,70	1757,66	100,39	39,37	24,62	83,70	91,90	0,11	0,04	0,75	0,39	0,28	4φ20+6φ16	24,62
	piso 2	0,25	0,70	1381,21	111,19	37,71	29,02	110,33	104,77	0,145	0,05	0,59	0,34	0,28	4φ20+6φ16	24,62
	piso 3	0,25	0,50	1002,54	95,61	27,37	28,09	99,18	56,79	0,183	0,05	0,60	0,29	0,39	4φ20+6φ16	24,62
	piso 4	0,25	0,50	631,13	92,32	27,52	22,10	112,77	67,23	0,208	0,06	0,38	0,30	0,39	4φ20+6φ16	24,62
	piso 5	0,25	0,50	259	91,36	34,39	10,88	92,39	69,55	0,17	0,06	0,16	0,38	0,39	4φ20+6φ16	24,62
P41		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	garagem 1	0,35	0,70	4644,62	8,90	58,02	31,41	—	—	—	—	1,42	6,52	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	garagem 2	0,35	0,70	4065,76	23,95	91,12	54,99	15,68	29,83	0,01	0,02	1,24	3,80	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	terreo	0,35	0,70	3502,93	18,97	104,30	71,91	51,53	141,67	0,02	0,10	1,07	5,50	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	piso 1	0,35	0,70	2894,49	14,16	127,06	79,70	43,21	193,87	0,01	0,13	0,89	8,97	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	piso 2	0,25	0,50	2289,76	1,34	97,05	79,08	—	—	—	—	1,37	72,43	0,49	10φ20	31,4
	piso 3	0,25	0,50	1700,36	1,84	91,73	70,64	2,40	59,78	0,00	0,11	1,02	49,85	0,49	10φ20	31,4
P42		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	garagem 1	0,35	0,70	4594,32	11,97	57,37	31,07	—	—	—	—	1,41	4,79	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	garagem 2	0,35	0,70	4021,92	29,84	90,11	54,40	19,75	29,83	0,01	0,02	1,23	3,02	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	terreo	0,35	0,70	3465,55	20,87	103,19	71,15	57,31	141,67	0,02	0,10	1,06	4,94	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	piso 1	0,35	0,70	2863,48	10,69	125,72	78,84	32,97	193,87	0,01	0,13	0,88	11,76	0,44	8φ25+8φ20	55,4
	piso 2	0,25	0,50	2265	2,82	96,05	78,23	—	—	—	—	1,36	34,06	0,49	10φ20	31,4
	piso 3	0,25	0,50	1682	5,02	90,77	69,87	6,61	59,78	0,01	0,11	1,01	18,08	0,49	10φ20	31,4
P43		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,70	2109,79	74,68	19,56	14,78	60,87	44,64	0,08	0,02	0,90	0,26	0,28	4φ20+6φ16	24,62
	piso 1	0,25	0,70	1734,99	96,90	38,61	24,30	83,70	93,37	0,11	0,04	0,74	0,40	0,28	4φ20+6φ16	24,62
	piso 2	0,25	0,70	1363,32	107,85	37,31	28,65	110,33	106,87	0,145	0,05	0,58	0,35	0,28	4φ20+6φ16	24,62
	piso 3	0,25	0,50	989,34	92,73	26,93	27,72	99,18	57,61	0,183	0,05	0,59	0,29	0,39	4φ20+6φ16	24,62
	piso 4	0,25	0,50	622,53	89,48	27,08	21,80	112,77	68,26	0,208	0,06	0,37	0,30	0,39	4φ20+6φ16	24,62
	piso 5	0,25	0,50	254,98	88,15	33,82	10,72	92,39	70,90	0,17	0,07	0,15	0,38	0,39	4φ20+6φ16	24,62
P45		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd, x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,70	1784,36	66,56	6,50	12,50	68,48	18,73	0,09	0,01	0,76	0,10	0,17	4φ16+6φ12	14,82
	piso 1	0,25	0,70	1476,45	85,86	10,84	20,68	95,11	33,62	0,125	0,02	0,63	0,13	0,17	4φ16+6φ12	14,82
	piso 2	0,25	0,70	1161,78	95,33	8,54	24,41	112,61	28,25	0,148	0,01	0,50	0,09	0,17	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	845,5	82,62	9,03	23,69	89,67	19,60	0,165	0,02	0,51	0,11	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	533,8	80,04	8,20	18,69	97,83	20,04	0,18	0,02	0,32	0,10	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	217,33	81,30	8,85	9,13	76,09	16,56	0,14	0,02	0,13	0,11	0,23	4φ16+6φ12	14,82

	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P46	garagem 1	0,35	0,70	3810,03	2,47	31,23	25,77	—	—	-	-	1,17	12,64	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	garagem 2	0,35	0,70	3341,88	10,49	53,81	45,20	5,81	29,83	0,00	0,02	1,02	5,13	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	terreo	0,35	0,70	2869,57	9,48	65,24	58,91	10,83	74,57	0,01	0,05	0,88	6,88	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	piso 1	0,35	0,70	2378,32	14,77	78,67	65,48	28,00	149,13	0,02	0,10	0,73	5,33	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	piso 2	0,25	0,50	1889,24	3,63	70,50	65,25	—	—	-	-	1,13	19,42	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1411,54	3,16	66,53	58,64	2,07	43,48	0,00	0,08	0,85	21,05	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	928,92	1,66	53,44	45,10	2,36	76,09	0,00	0,14	0,56	32,19	0,23	4φ16+6φ12	14,82
piso 5	0,25	0,50	444,72	3,76	33,87	24,70	8,75	78,80	0,02	0,15	0,27	9,01	0,23	4φ16+6φ12	14,82	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P47	garagem 1	0,35	0,70	3769,49	4,95	30,91	25,49	—	—	-	-	1,15	6,24	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	garagem 2	0,35	0,70	3306,24	15,49	53,29	44,72	17,34	29,83	0,01	0,02	1,01	3,44	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	terreo	0,35	0,70	2839,01	10,83	64,47	58,28	25,05	74,57	0,01	0,05	0,87	5,95	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	piso 1	0,35	0,70	2352,73	12,02	77,72	64,78	46,13	149,13	0,02	0,10	0,72	6,47	0,22	6φ20+8φ12	27,88
	piso 2	0,25	0,50	1868,55	1,39	69,71	64,54	—	—	-	-	1,12	50,15	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1396,01	0,63	65,76	57,99	0,83	43,48	0,00	0,08	0,84	104,39	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	918,59	2,35	52,80	44,59	6,77	76,09	0,01	0,14	0,55	22,47	0,23	4φ16+6φ12	14,82
piso 5	0,25	0,50	439,49	1,63	33,43	24,41	7,68	78,80	0,01	0,15	0,26	20,51	0,23	4φ16+6φ12	14,82	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P48	terreo	0,25	0,70	1761,1	64,16	6,60	12,34	68,48	19,73	0,09	0,01	0,75	0,10	0,17	4φ16+6φ12	14,82
	piso 1	0,25	0,70	1457,04	82,81	10,32	20,41	95,11	33,19	0,125	0,02	0,62	0,12	0,17	4φ16+6φ12	14,82
	piso 2	0,25	0,70	1146,32	92,34	8,45	24,09	112,61	28,85	0,148	0,01	0,49	0,09	0,17	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	833,98	80,03	8,70	23,37	89,67	19,50	0,165	0,02	0,50	0,11	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	526,23	77,42	7,93	18,43	97,83	20,04	0,18	0,02	0,32	0,10	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 5	0,25	0,50	213,78	78,27	8,49	8,98	76,09	16,51	0,14	0,02	0,13	0,11	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P50	terreo	0,25	0,60	1704,53	59,51	16,09	11,94	48,91	31,74	0,075	0,02	0,85	0,27	0,22	6φ16+4φ12	16,58
	piso 1	0,25	0,60	1396	77,11	14,54	19,56	71,74	32,47	0,11	0,02	0,70	0,19	0,22	6φ16+4φ12	16,58
	piso 2	0,25	0,60	1090,6	84,29	15,23	22,92	91,30	39,60	0,14	0,03	0,55	0,18	0,22	6φ16+4φ12	16,58
	piso 3	0,25	0,40	786,19	68,95	4,14	22,03	76,09	7,31	0,175	0,01	0,59	0,06	0,32	6φ16+4φ12	16,58
	piso 4	0,25	0,40	492,38	65,76	5,00	17,24	86,96	10,58	0,2	0,02	0,37	0,08	0,32	6φ16+4φ12	16,58
	piso 5	0,25	0,40	200,02	62,94	3,77	8,41	76,09	7,29	0,175	0,01	0,15	0,06	0,32	6φ16+4φ12	16,58
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P51	garagem 1	0,35	0,70	3630,68	26,33	5,45	24,55	—	—	-	-	1,11	0,21	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	garagem 2	0,35	0,70	3197,72	52,82	14,26	43,25	59,65	8,05	0,02	0,01	0,98	0,27	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	terreo	0,35	0,70	2780,06	64,47	4,31	57,07	223,70	7,48	0,08	0,01	0,85	0,07	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	piso 1	0,35	0,70	2292,55	80,40	4,77	63,12	372,83	11,06	0,13	0,01	0,70	0,06	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	piso 2	0,25	0,50	1811,14	68,26	0,48	62,55	—	—	-	-	1,09	0,01	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1347,94	62,05	2,85	56,00	108,70	2,50	0,10	0,00	0,81	0,05	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	884,46	47,97	3,55	42,94	168,48	6,23	0,16	0,01	0,53	0,07	0,23	4φ16+6φ12	14,82
piso 5	0,25	0,50	426,46	30,83	4,15	23,69	184,78	12,44	0,17	0,02	0,26	0,13	0,23	4φ16+6φ12	14,82	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P52	garagem 1	0,35	0,70	3594,58	28,21	5,27	24,31	—	—	-	-	1,10	0,19	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	garagem 2	0,35	0,70	3165,56	56,72	13,96	42,82	29,83	7,34	0,02	0,00	0,97	0,25	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	terreo	0,35	0,70	2751,81	64,78	4,00	56,49	111,85	6,91	0,08	0,00	0,84	0,06	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	piso 1	0,35	0,70	2269,19	76,79	4,95	62,48	186,41	12,02	0,13	0,01	0,69	0,06	0,20	4φ20+6φ12	24,62
	piso 2	0,25	0,50	1792,48	65,16	0,40	61,91	—	—	-	-	1,08	0,01	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 3	0,25	0,50	1334,07	58,92	2,73	55,42	54,35	2,52	0,10	0,00	0,80	0,05	0,23	4φ16+6φ12	14,82
	piso 4	0,25	0,50	875,33	45,03	3,41	42,49	84,24	6,38	0,16	0,01	0,53	0,08	0,23	4φ16+6φ12	14,82
piso 5	0,25	0,50	421,89	27,33	3,98	23,44	92,39	13,46	0,17	0,02	0,25	0,15	0,23	4φ16+6φ12	14,82	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
P53	terreo	0,25	0,60	1682,55	57,38	16,06	11,78	48,91	32,85	0,075	0,02	0,84	0,28	0,22	4φ16+4φ12	16,58
	piso 1	0,25	0,60	1377,9	74,38	14,81	19,30	71,74	34,28	0,11	0,02	0,69	0,20	0,22	4φ16+4φ12	16,58
	piso 2	0,25	0,60	1076,39	81,62	15,24	22,62	91,30	40,92	0,14	0,03	0,54	0,19	0,22	4φ16+4φ12	16,58
	piso 3	0,25	0,40	775,74	66,81	4,29	21,73	76,09	7,82	0,175	0,01	0,58	0,06	0,32	4φ16+4φ12	16,58
	piso 4	0,25	0,40	485,59	63,61	5,15	17,01	86,96	11,27	0,2	0,02	0,36	0,08	0,32	4φ16+4φ12	16,58
	piso 5	0,25	0,40	196,87	60,58	3,99	8,27	76,09	8,02	0,175	0,01	0,15	0,07	0,32	4φ16+4φ12	16,58

	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
P55	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,50	1065,97	42,57	12,36	7,47	133,15	19,33	0,123	0,04	0,64	0,29	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 1	0,25	0,50	884,89	79,41	27,68	12,40	152,17	26,52	0,14	0,05	0,53	0,35	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 2	0,25	0,50	696,52	71,92	26,83	14,64	146,74	27,37	0,135	0,05	0,42	0,37	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 3	0,25	0,50	506,23	75,03	30,63	14,18	141,30	28,84	0,13	0,05	0,30	0,41	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 4	0,25	0,50	311,1	72,33	32,07	10,90	130,43	28,92	0,12	0,05	0,19	0,44	0,20	4φ16+4φ12	12,56
piso 5	0,25	0,50	113,52	78,83	33,79	4,77	108,70	23,30	0,1	0,04	0,07	0,43	0,20	4φ16+4φ12	12,56	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
P56	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,70	1850,36	8,45	53,60	12,96	23,51	53,26	0,011	0,07	0,79	6,34	0,16	4φ16+8φ10	14,36
	piso 1	0,25	0,70	1523,88	12,71	72,81	21,35	40,91	83,70	0,019	0,11	0,65	5,73	0,16	4φ16+8φ10	14,36
	piso 2	0,25	0,70	1197,4	10,06	81,59	25,16	35,46	102,72	0,017	0,14	0,51	8,11	0,16	4φ16+8φ10	14,36
	piso 3	0,25	0,50	867,78	5,28	72,54	24,31	11,87	81,52	0,011	0,15	0,52	13,74	0,22	4φ16+8φ10	14,36
	piso 4	0,25	0,50	544,26	4,74	69,18	19,06	11,54	84,24	0,011	0,16	0,33	14,60	0,22	4φ16+8φ10	14,36
piso 5	0,25	0,50	219,27	5,37	67,51	9,21	10,81	67,93	0,01	0,13	0,13	12,57	0,22	4φ16+8φ10	14,36	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
P57	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,70	1831,89	7,15	53,10	12,83	20,08	53,26	0,009	0,07	0,79	7,43	0,16	4φ16+8φ10	14,36
	piso 1	0,25	0,70	1508,63	11,12	72,10	21,13	36,14	83,70	0,017	0,11	0,65	6,48	0,16	4φ16+8φ10	14,36
	piso 2	0,25	0,70	1185,27	7,46	80,84	24,91	26,54	102,72	0,012	0,14	0,51	10,84	0,16	4φ16+8φ10	14,36
	piso 3	0,25	0,50	858,83	3,77	71,85	24,06	8,55	81,52	0,008	0,15	0,52	19,06	0,22	4φ16+8φ10	14,36
	piso 4	0,25	0,50	538,6	3,22	68,52	18,86	7,92	84,24	0,007	0,16	0,32	21,28	0,22	4φ16+8φ10	14,36
piso 5	0,25	0,50	216,89	3,73	66,86	9,11	7,58	67,93	0,007	0,13	0,13	17,93	0,22	4φ16+8φ10	14,36	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)							(cm ²)	
P58	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd, x	Msd, y	M _{IG}	Mrd , x	Mrd, y	ux	uy	v	n	w 25%	Armadura	As real
	terreo	0,25	0,50	1049,02	40,48	12,23	7,35	133,15	20,12	0,123	0,04	0,63	0,30	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 1	0,25	0,50	870,91	76,03	27,37	12,20	152,17	27,39	0,14	0,05	0,52	0,36	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 2	0,25	0,50	685,46	69,23	26,60	14,40	146,74	28,19	0,135	0,05	0,41	0,38	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 3	0,25	0,50	498,09	72,16	30,31	13,95	141,30	29,67	0,13	0,05	0,30	0,42	0,20	4φ16+4φ12	12,56
	piso 4	0,25	0,50	305,99	69,40	31,74	10,72	130,43	29,83	0,12	0,05	0,18	0,46	0,20	4φ16+4φ12	12,56
piso 5	0,25	0,50	111,49	75,29	33,37	4,69	108,70	24,09	0,1	0,04	0,07	0,44	0,20	4φ16+4φ12	12,56	

5.5. REFORÇO ESTRUTURAL

Ao avaliar a estrutura existente, verificou-se a necessidade de reforçar os elementos estruturais que apresentam esforços atuantes superiores aos esforços resistentes.

Com o auxílio do programa de cálculo SAP2000 [54] fez-se a modelação da estrutura e introduziu-se os novos coeficientes parciais de segurança para uma estrutura reforçada, como apresentados na seção 3.8.3 do capítulo 3.

Desta forma, a combinação a ser considerada para reavaliação da segurança de uma estrutura existente é o estado limite último de resistência (ELU), dado por:

$$ELU: 1,30 \cdot G_k + 1,45 \cdot Q_k \quad (5.55.)$$

Em que:

G_k corresponde ao valor característico das ações permanentes (peso próprio e restantes cargas permanentes);

Q_k corresponde ao valor característicos das ações variáveis.

Já o valor de cálculo das resistências dos materiais numa estrutura existente é dado por:

$$f_{cd} (C20/25) = \frac{20000}{1,40} \quad (5.56.)$$

$$f_{syd} (A400) = \frac{400000}{1,15} \quad (5.57.)$$

Além da alteração dos coeficientes parciais de segurança tanto para a resistência dos materiais quanto para as ações, modificou-se também no modelo as dimensões dos elementos estruturais a serem reforçados, visto que o método adotado para reforço foi o encamisamento com betão armado. Como já mencionado, este método consiste no aumento da seção transversal pela adição de uma armadura suplementar e de uma camada de betão que envolve a seção inicial e na qual ficam inseridas as novas armaduras.

A seguir serão mostrados os novos esforços atuantes e resistentes das lajes, vigas e pilares reforçados, considerando que estes elementos sofreram uma corrosão de 25% das suas armaduras.

5.5.1. LAJES

Para reforçar a laje em flexão, admitiu-se uma nova camada de betão armado sobre a laje existente, considerando [44]:

- Comportamento monolítico;
- Construção de uma nova camada de reforço ao longo de toda a área superior da laje.

Desta forma, considerou-se uma nova camada de betão armado com espessura de 5 cm. Esta camada é constituída de betão C20/25, e aço A400NR. A armadura a ser disposta em todas as lajes em ambas direções é $\phi 8/0,15$, e está centrada na camada de reforço.

A seguir poderão ser observados os novos esforços atuantes, fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000 [54], bem como os novos momentos resistentes devido a adoção da camada de betão armado, fazendo com que a espessura da laje passasse de 20 cm para 25 cm.

5.5.1.1. Esforços atuantes

As imagens a seguir foram obtidas do programa SAP2000 [54], e fornecem o momento fletor atuante nas lajes do penúltimo piso (4º andar). As Figuras 5.39 e 5.40 referem-se aos momentos na direção x e y, respetivamente.

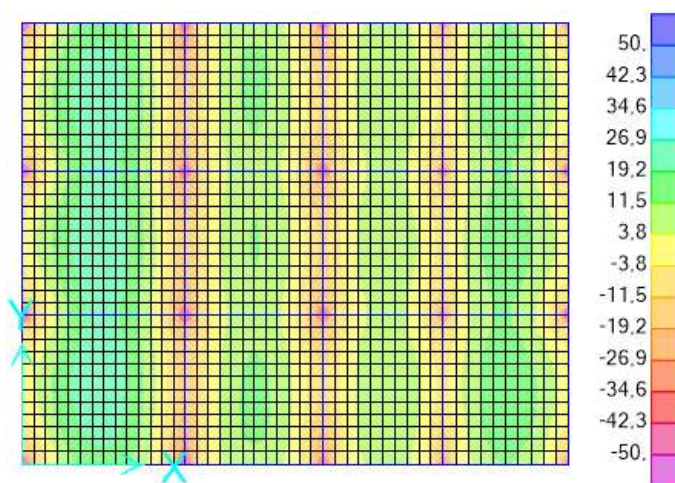


Fig. 5.39 - Momento fletor das lajes na direção x

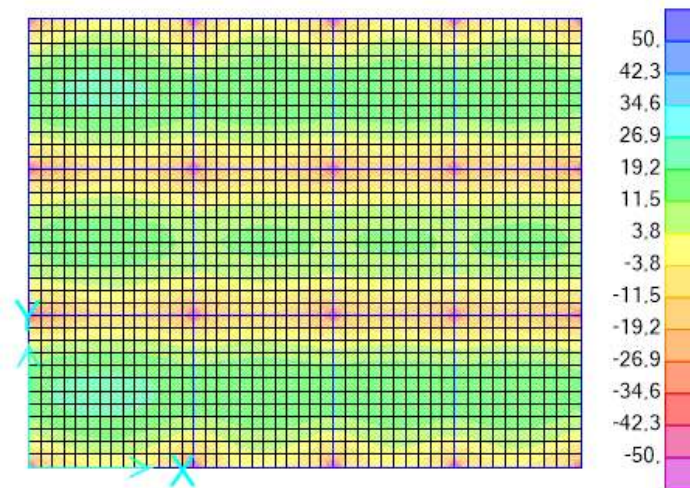


Fig. 5.40 - Momento fletor das lajes na direção y

As Figuras 5.41 e 5.42 traduzem os dados que o programa fornece, nomeadamente os momentos atuantes inferiores e superiores, respetivamente.

L1 21,50 — 23,40 —	L2 18,20 — 13,10 —	L3 17,80 — 10,50 —	L4 18,00 — 16,50 —
L5 16,20 — 24,00 —	L6 13,20 — 12,00 —	L7 12,90 — 9,30 —	L8 14,20 — 15,30 —
L9 22,20 — 23,80 —	L10 18,80 — 13,30 —	L11 18,40 — 10,80 —	L12 18,60 — 16,60 —

Fig. 5.41 - Momento fletor inferior das lajes

L1 18,50 — 11,70 —	L2 13,50 — 13,20 —	L3 7,00 — 15,20 —	L4 16,00 — 16,00 —
L5 18,20 — 12,00 —	L6 14,10 — 13,50 —	L7 7,60 — 15,60 —	L8 16,40 — 16,40 —
L9 18,40 — 18,40 —	L10 13,60 — 13,60 —	L11 6,90 — 6,90 —	L12 6,90 — 6,90 —

Fig. 5.42 - Momento fletor superior das lajes

5.5.1.2. Esforços resistentes

Como já mencionado, adotou-se 5 cm de uma nova camada de betão armado de forma a reforçar a laje em flexão. A armadura está centrada no meio da camada, e é constituída por $\phi 8//0,15$ em ambas direções, de aço A400NR. O betão é da classe C20/25. O recobrimento das armaduras é de 3 cm enquanto que o recobrimento das armaduras do reforço é de 2 cm.

Nas Tabelas 5.29 a 5.32 a seguir poderão ser vistos os novos momentos resistentes com a laje reforçada, bem como os atuantes e a verificação da segurança da laje.

Tabela 5.29 - Momento resistente inferior das lajes reforçadas L1 a L6

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura com reforço							
Paniel		L1	L2	L3	L4	L5	L6
Dimensões		6,45 x 5,825	5,425 x 5,825	4,75 x 5,825	4,95 x 5,825	6,45 x 5,70	5,425 x 5,70
Armadura inferior	φ	φ10//0,20	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,2	φ10//0,20	φ8//0,30
	As	3,95	1,67	1,67	2,50	3,95	1,67
	φ reforço	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15
	As reforço	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	Mrd, ref	27,20	15,72	15,03	19,30	27,20	15,72
	Msd	23,40	13,10	10,50	16,50	24,00	12,00
	φ	φ10//0,20	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,2	φ8//0,30
	As	3,95	2,86	2,86	2,86	2,50	1,67
	φ reforço	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15
	As reforço	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	Mrd, ref	26,63	20,83	21,46	21,46	18,90	14,45
	Msd	21,50	18,20	17,80	18,00	16,20	13,20

Tabela 5.30 - Momento resistente inferior das lajes reforçadas L7 a L12

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura com reforço							
Paniel		L7	L8	L9	L10	L11	L12
Dimensões		4,75 x 5,70	4,95 x 5,70	6,45 x 5,945	5,425 x 5,945	4,75 x 5,945	4,95 x 5,945
Armadura inferior	φ	φ8//0,30	φ8//0,2	φ10//0,20	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,2
	As	1,67	2,50	3,95	1,67	1,67	2,50
	φ reforço	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15
	As reforço	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	Mrd, ref	15,03	19,30	27,20	15,72	15,03	19,30
	Msd	9,30	15,30	23,80	13,30	10,80	16,60
	φ	φ8//0,30	φ8//0,25	φ10//0,20	φ8//0,175	φ8//0,175	φ8//0,175
	As	1,67	2,00	3,95	2,86	2,86	2,86
	φ reforço	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15
	As reforço	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	Mrd, ref	15,10	16,87	26,63	20,83	21,46	21,46
	Msd	12.90	14.20	22.20	18.80	18.40	18.60

Tabela 5.31 - Momento resistente superior das lajes reforçadas na direção x

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura com reforço										
Paniel		L1/L2	L2/L3	L3/L4	L5/L6	L6/L7	L7/L8	L9/L10	L10/L11	L11/L12
Armadura superior	φ	φ8//0,25	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,25	φ8//0,30	φ8//0,30	φ8//0,25	φ8//0,30	φ8//0,30
	As	2,00	1,67	1,67	2,00	1,67	1,67	2,00	1,67	1,67
	φ reforço	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15	φ8//0,15
	As reforço	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	Mrd, ref	35,21	33,56	32,31	35,21	33,56	32,31	35,21	33,56	32,31
	Msd	18,50	13,50	7,00	18,20	14,10	7,60	18,40	13,60	6,90

Tabela 5.32 - Momento resistente superior das lajes reforçadas na direção y

Coeficiente parciais de segurança de uma estrutura com reforço									
Paniel		L1/L5	L2/L6	L3/L7	L4/L8	L5/L9	L6/L10	L7/L11	L8/L12
Armadura superior	ϕ	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,30$	$\phi 8//0,25$	$\phi 8//0,25$
	As	1,67	1,67	2,00	2,00	1,67	1,67	2,00	2,00
	ϕ reforço	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$	$\phi 8//0,15$
	As reforço	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	Mrd, ref	34,58	33,97	35,29	35,29	34,58	33,97	35,29	35,29
	Msd	11,70	13,20	15,20	16,00	12,00	13,50	15,60	16,40

Como pode ser observado pelo destaque na cor verde, todos os momentos resistentes (Mrd, ref) verificam a segurança da laje, isto é, são superiores aos momentos atuantes (Msd).

A seguir será mostrado o cálculo do momento fletor resistente inferior e superior da laje reforçada L1 nas direções x e y, considerando que 25% da armadura sofreu corrosão. Para as outras lajes foram realizadas a mesma metodologia de cálculo.

▪ **Momento resistente a meio vão da Laje reforçada L1 na direção x (Mrd,x,+)**

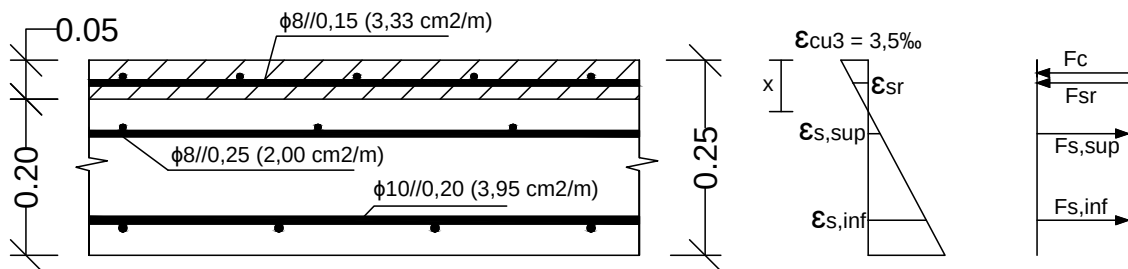


Fig. 5.43 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,x,+

Bem como mencionado para o cálculo do momento fletor resistente da laje antes de reforçada, considerou-se 3,5‰ de deformação no início da plastificação do betão. Admitiu-se que o eixo neutro está a uma distância “x” da face superior da laje do reforço, e portanto, as forças F_c (no betão) e F_{sr} (na armadura do reforço) são de compressão, enquanto que as forças $F_{s,sup}$ e $F_{s,inf}$ correspondentes as forças na armadura superior e inferior, respetivamente, são de tração (Figura 5.43).

Desta forma, o cálculo destas forças internas é dado por [44]:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.58.)$$

Em que:

$0,8 \cdot x$ corresponde a altura de aplicação da força de compressão no betão;

b corresponde a base da laje, isto é, para cada metro;

f_{cd} valor de cálculo da tensão no betão.

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.59.)$$

Em que:

$A_{s,inf}$ corresponde a área de aço na armadura inferior, considerando 25% de corrosão;

f_{syd} valor de cálculo da tensão no aço.

$$F_{s,sup} = A_{s,sup} \cdot f_{syd} \quad (5.60.)$$

Em que:

$A_{s,sup}$ corresponde a área de aço na armadura superior, considerando 25% de corrosão.

$$F_{sr} = E_s \cdot \varepsilon_{sr} \cdot A_{sr} \quad (5.61.)$$

Em que:

E_s corresponde ao módulo de elasticidade do aço, dado por 200 GPa;

ε_{sr} deformação na armadura do reforço;

A_{sr} corresponde a área de aço na armadura do reforço.

Desta forma, de acordo com as equações 5.58, 5.59, 5.60 e 5.61, o valor das forças internas no betão são:

$$\begin{aligned} F_c &= 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,40} = 11428,6 \cdot x \\ F_{s,inf} &= (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 103,04 \text{ kN} \\ F_{s,sup} &= (2,00 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 52,17 \text{ kN} \\ F_{sr} &= 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,032}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (3,33 \cdot 10^{-4}) = \frac{233,1 \cdot (x - 0,032)}{x} \end{aligned}$$

Após o cálculo destas forças internas, é feito o equilíbrio das mesmas para definir a posição do eixo neutro, como observado na equação 5.62.

$$F_c + F_{sr} = F_{s,inf} + F_{s,sup} \quad (5.62.)$$

$$\begin{aligned} 11428,6 \cdot x + \frac{233,1 \cdot (x - 0,032)}{x} &= 103,04 + 52,17 \\ x &= 0,0224 \text{ m} \end{aligned}$$

Desta forma, após definido a posição do eixo neutro tem-se que:

- $F_c = 256,00 \text{ kN}$
- $F_{sr} = -99,90 \text{ kN}$

Nota-se, portanto, que a força F_{sr} se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo (Equação 5.63).

$$F_{sr} = A_{sr} \cdot f_{syd} \quad (5.63.)$$

Assim, de acordo com a equação 5.63, tem-se que:

$$F_{sr} = (3,33 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 115,83 \text{ kN}$$

Portanto, ao fazer o equilíbrio dos momentos em F_c , obtém-se o valor do momento fletor resistente inferior, dado pela equação 5.64.

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, x, + = & F_{s,inf} \cdot (0,25 - 0,045 - 0,4 \cdot x) + F_{s,sup} \cdot (0,05 + 0,042 - 0,4 \cdot x) \\ & + F_{sr} \cdot (0,032 - 0,4 \cdot x) \end{aligned} \quad (5.64.)$$

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, x, + = & 103,04 \cdot (0,25 - 0,045 - 0,4 \cdot 0,0224) + 52,17 \cdot (0,05 + 0,042 - 0,4 \cdot 0,0224) \\ & + 115,83 \cdot (0,032 - 0,4 \cdot 0,0224) \end{aligned}$$

$$\text{Mrd}, x, + = 27,20 \text{ kN.m/m}$$

- **Momento resistente no apoio da Laje reforçada L1 na direção x ($\text{Mrd}, x, -$)**

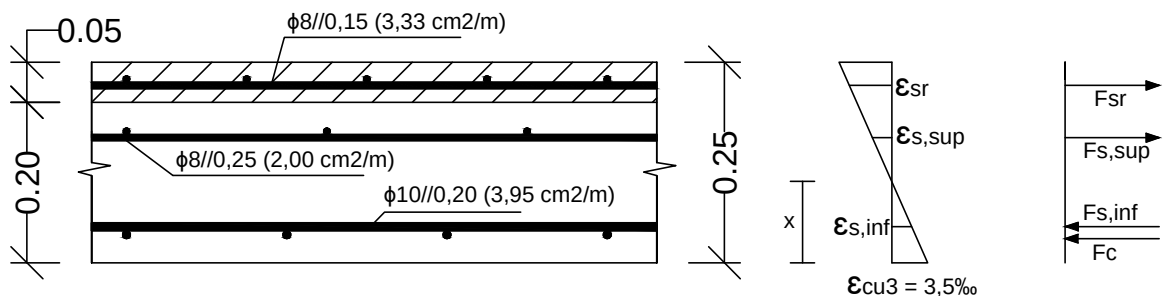


Fig. 5.44 - Armaduras da Laje L1 na direção x e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $\text{Mrd}, x, -$

As forças internas observadas na Figura 5.44 são dadas por:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.65.)$$

$$F_{s,sup} = A_{s,sup} \cdot f_{syd} \quad (5.66.)$$

$$F_{s,inf} = E_s \cdot \varepsilon_{s,inf} \cdot A_{s,inf} \quad (5.67.)$$

$$F_{sr} = A_{sr} \cdot f_{syd} \quad (5.68.)$$

Desta forma, de acordo com as equações 5.65, 5.66, 5.67 e 5.68, o valor das forças internas no betão são:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,40} = 11428,6 \cdot x$$

$$F_{s,sup} = (2,00 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 52,17 \text{ kN}$$

$$F_{s,inf} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,045}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) = \frac{207,375 \cdot (x - 0,045)}{x}$$

$$F_{sr} = (3,33 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 115,83 \text{ kN}$$

Após o cálculo destas forças internas, é feito o equilíbrio das mesmas para definir a posição do eixo neutro, como observado na equação 5.69.

$$F_c + F_{s,inf} = F_{s,sup} + F_{sr} \quad (5.69.)$$

$$11428,6 \cdot x + \frac{207,375 \cdot (x - 0,045)}{x} = 52,17 + 115,83$$

$$x = 0,0269 \text{ m}$$

Desta forma, após definido a posição do eixo neutro tem-se que:

- $F_c = 307,43 \text{ kN}$
- $F_{s,inf} = -139,54 \text{ kN}$

Nota-se, portanto, que a força $F_{s,inf}$ se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo (Equação 5.70).

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.70.)$$

Assim, de acordo com a equação 5.70, tem-se que:

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 103,04 \text{ kN}$$

Portanto, ao fazer o equilíbrio dos momentos em F_c , obtém-se o valor do momento fletor resistente superior (equação 5.71).

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, x, - = & F_{s,inf} \cdot (0,045 - 0,4 \cdot x) + F_{s,sup} \cdot (0,25 - 0,05 - 0,042 - 0,4 \cdot x) \\ & + F_{sr} \cdot (0,25 - 0,032 - 0,4 \cdot x) \end{aligned} \quad (5.71.)$$

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, x, - = & 103,04 \cdot (0,045 - 0,4 \cdot 0,0269) + 52,17 \cdot (0,25 - 0,05 - 0,042 - 0,4 \cdot 0,0269) \\ & + 115,83 \cdot (0,25 - 0,032 - 0,4 \cdot 0,0269) \end{aligned}$$

$$\text{Mrd}, x, - = 35,21 \text{ kN.m/m}$$

▪ **Momento resistente a meio vão da Laje reforçada L1 na direção y ($\text{Mrd}, y, +$)**

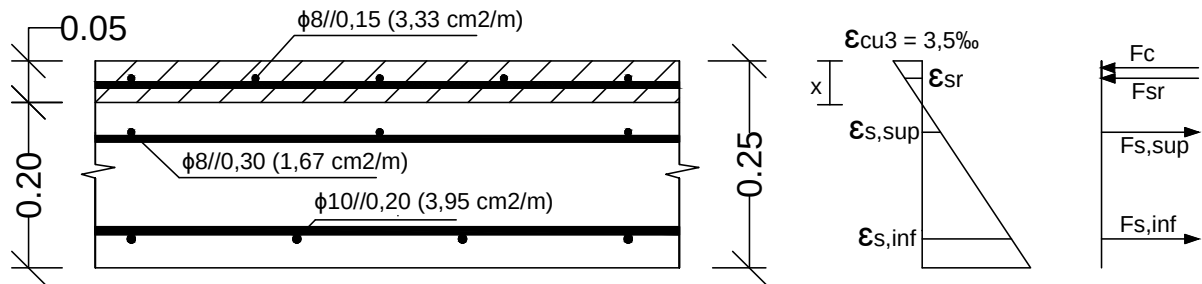


Fig. 5.45 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $\text{Mrd}, y, +$

As forças internas F_c , $F_{s,inf}$, $F_{s,sup}$ e F_{sr} , observadas na Figura 5.45, são dadas pelas equações 5.58, 5.59, 5.60 e 5.61, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,40} = 11428,6 \cdot x$$

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 103,04 \text{ kN}$$

$$F_{s,sup} = (1,67 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 43,57 \text{ kN}$$

$$F_{sr} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,024}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (3,33 \cdot 10^{-4}) = \frac{233,1 \cdot (x - 0,024)}{x}$$

Após o cálculo destas forças internas, é feito o equilíbrio das mesmas para definir a posição do eixo neutro, como pode ser observado na equação 5.72.

$$F_c + F_{sr} = F_{s,sup} + F_{s,inf} \quad (5.72.)$$

$$11428,6 \cdot x + \frac{233,1 \cdot (x - 0,024)}{x} = 43,57 + 103,04$$

$$x = 0,0187 \text{ m}$$

Desta forma, após definido a posição do eixo neutro tem-se que:

- $F_c = 213,72 \text{ kN}$
- $F_{sr} = -66,07 \text{ kN}$

Nota-se, portanto, que a força F_{sr} se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo, dado por:

$$F_{sr} = A_{sr} \cdot f_{syd} \quad (5.73.)$$

Assim, de acordo com a equação 5.73, tem-se que:

$$F_{sr} = (3,33 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 115,83 \text{ kN}$$

Portanto, ao fazer o equilíbrio dos momentos em F_c , obtém-se o valor do momento fletor resistente inferior, dado pela equação 5.74.

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, y, + &= F_{s,inf} \cdot (0,25 - 0,035 - 0,4 \cdot x) + F_{s,sup} \cdot (0,05 + 0,034 - 0,4 \cdot x) \\ &+ F_{sr} \cdot (0,024 - 0,4 \cdot x) \end{aligned} \quad (5.74.)$$

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, y, + &= 103,04 \cdot (0,25 - 0,035 - 0,4 \cdot 0,0187) + 43,57 \cdot (0,05 + 0,034 - 0,4 \cdot 0,0187) \\ &+ 115,83 \cdot (0,024 - 0,4 \cdot 0,0187) \end{aligned}$$

$$\text{Mrd}, y, + = 26,63 \text{ kN.m/m}$$

▪ **Momento resistente no apoio da Laje reforçada L1 na direção y ($M_{rd,y,-}$)**

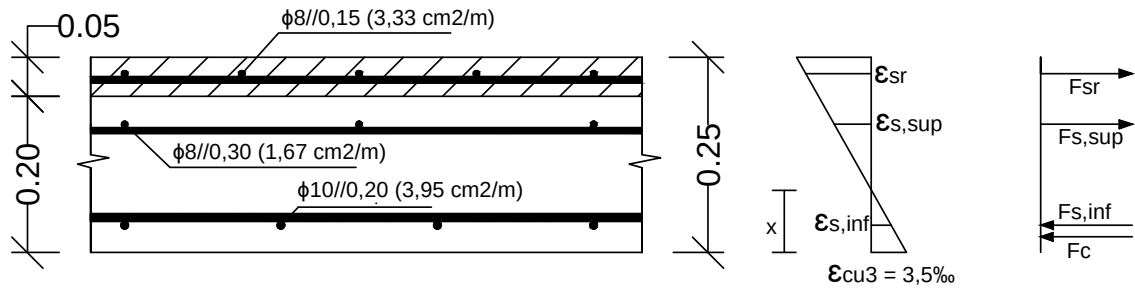


Fig. 5.46 - Armaduras da Laje L1 na direção y e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,y,-}$

As forças internas F_c , $F_{s,sup}$, $F_{s,inf}$ e F_{sr} , observadas na Figura 5.46, são dadas pelas equações 5.65, 5.66, 5.67 e 5.68, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot \frac{20000}{1,40} = 11428,6 \cdot x$$

$$F_{s,sup} = (1,67 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 43,57 \text{ kN}$$

$$F_{s,inf} = 200 \cdot 10^6 \cdot \frac{x - 0,035}{x} \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) = \frac{207,375 \cdot (x - 0,035)}{x}$$

$$F_{sr} = (3,33 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 115,83 \text{ kN}$$

Após o cálculo destas forças internas, é feito o equilíbrio das mesmas para definir a posição do eixo neutro, como pode ser observado pela equação 5.75.

$$F_c + F_{s,inf} = F_{s,sup} + F_{sr} \quad (5.75.)$$

$$11428,6 \cdot x + \frac{207,375 \cdot (x - 0,035)}{x} = 43,57 + 115,83$$

$$x = 0,0232 \text{ m}$$

Desta forma, após definido a posição do eixo neutro tem-se que:

- $F_c = 265,14 \text{ kN}$
- $F_{s,inf} = -105,48 \text{ kN}$

Nota-se, portanto, que a força $F_{s,inf}$ se encontra tracionada e não comprimida, como foi considerado inicialmente. Desta forma, a armadura está em cedência e deve-se refazer o seu cálculo, dado por:

$$F_{s,inf} = A_{s,inf} \cdot f_{syd} \quad (5.76.)$$

Assim, de acordo com a equação 5.76, tem-se que:

$$F_{s,inf} = (3,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 103,04 \text{ kN}$$

Portanto, ao fazer o equilíbrio dos momentos em F_c , obtém-se o valor do momento fletor resistente superior, dado pela equação 5.76.

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, y, - = & F_{s,inf} \cdot (0,035 - 0,4 \cdot x) + F_{s,sup} + F_{s,sup} \cdot (0,25 - 0,05 - 0,034 - 0,4 \cdot x) \\ & + F_{sr} \cdot (0,25 - 0,024 - 0,4 \cdot x) \end{aligned} \quad (5.76.)$$

$$\begin{aligned} \text{Mrd}, y, - = & 103,04 \cdot (0,035 - 0,4 \cdot 0,0232) + 43,57 \cdot (0,25 - 0,05 - 0,034 - 0,4 \cdot 0,0232) \\ & + 115,83 \cdot (0,25 - 0,024 - 0,4 \cdot 0,0232) \end{aligned}$$

$$\text{Mrd}, y, - = 34,58 \text{ kN.m/m}$$

5.5.2. VIGAS

Para reforço das vigas, adotou-se a técnica de encamisamento com betão armado. Desta forma, considerou-se uma nova camada de betão armado de espessura de 5 cm em torno das quatro faces da viga. Esta camada é constituída de betão C20/25, e aço A400NR. A armadura do reforço é $3\phi 12$ nas faces inferior e superior, e estribos de $\phi 8/0,25$.

A seguir poderão ser observados os novos esforços atuantes, fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000, bem como os novos momentos resistentes devido a adoção da camada de betão armado em torno da viga, fazendo com que a sua dimensão passasse de $25 \times 50 \text{ cm}^2$ para $35 \times 60 \text{ cm}^2$ (exceto na viga V6, que teve suas dimensões alteradas de $25 \times 55 \text{ cm}^2$ para $35 \times 65 \text{ cm}^2$).

5.5.2.1. Esforços atuantes

Os esforços atuantes das vigas também foram fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000 através do modelo estrutural com os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura reforçada. A seguir serão mostrados os diagramas de momentos fletores e os esforços transversos de duas vigas do 4º piso (V1 do alinhamento 1 e V7 do alinhamento C), de forma a ilustrar o que o programa de cálculo fornece. Para as restantes vigas, os valores dos esforços atuantes (M_{sd} e $V_{sd,c}$) poderão ser observados nas Tabelas 5.33 e 5.34 ainda durante esta seção.

▪ Viga V1

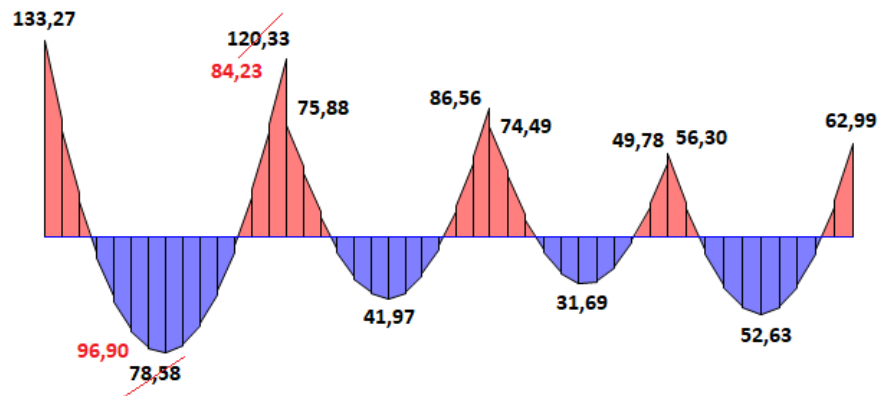


Fig. 5.47 - Momento fletor redistribuído da viga V1 do 4º (penúltimo) piso

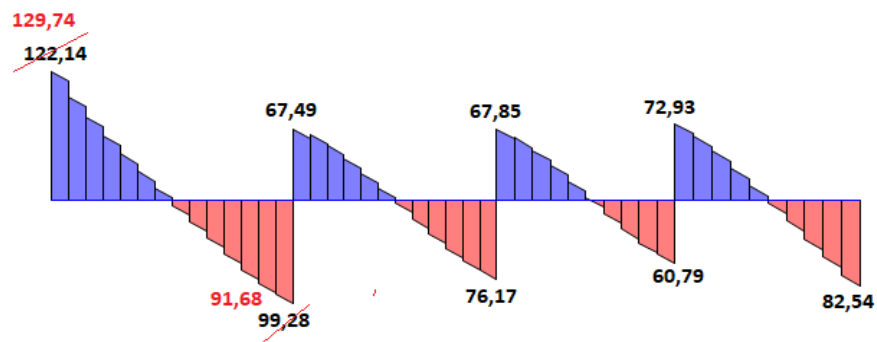


Fig. 5.48 - Esforço transversal redistribuído da viga V1 do 4º (penúltimo) piso

▪ Viga V7

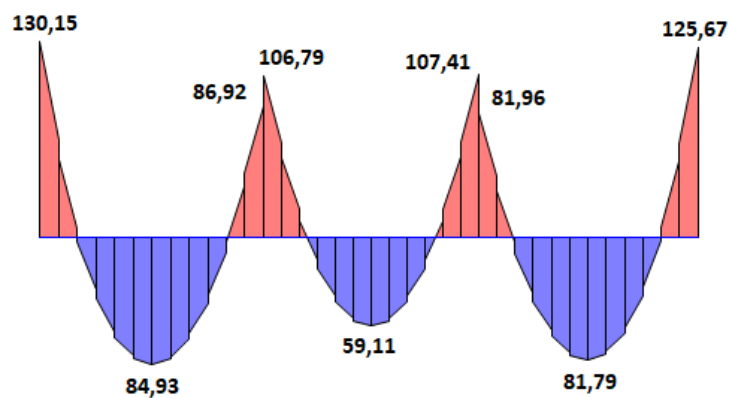


Fig. 5.49 - Momento fletor da viga V7 do 4º (penúltimo) piso

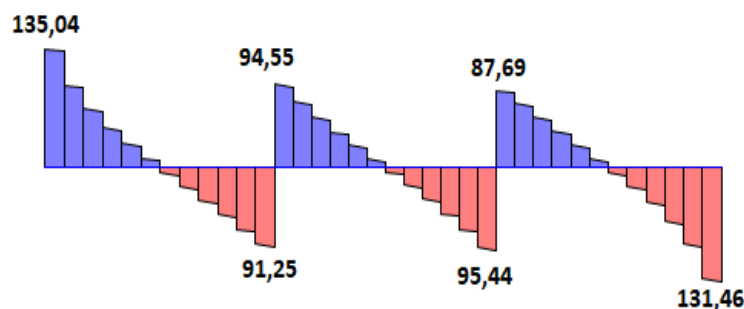


Fig. 5.50 - Esforço transversal da viga V7 do 4º (penúltimo) piso

5.5.2.2. Esforços resistentes

Como já mencionado, adotou-se 5 cm de uma nova camada de betão armado nas quatro faces da seção da viga. A armadura está centrada no meio das camadas superior e inferior, e é constituída por 3 ϕ 12 com estribo de ϕ 8//0,25 de aço A400NR. O betão é da classe C20/25. O recobrimento adotado para as armaduras já existentes é de 3 cm, enquanto que para o reforço é de 2,5 cm.

Nas Tabelas 5.33 e 5.34 poderão ser vistos os novos momentos resistentes das vigas reforçadas, bem como os atuantes e a verificação da segurança das vigas.

Tabela 5.33 - Esforços resistentes e atuantes das vigas reforçadas V1 a V4

COEF. PARCIAIS DE ESTRUTURA COM REFORÇO								
Viga	V1		V2		V3		V4	
	1o tramo	restante	1o tramo	restante	1o tramo	restante	1o tramo	restante
Dimensões	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60
Armadura longitudinal inferior	ϕ	3 ϕ 16	3 ϕ 12	2 ϕ 20	2 ϕ 16	2 ϕ 20	2 ϕ 16	3 ϕ 12
	As	6,03	3,39	6,28	4,02	6,28	4,02	6,03
	ϕ reforço	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12
	As reforço	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39
	Mrd, ref	140,64	108,88	143,30	116,41	143,30	116,41	140,64
	Msd	96,90	52,63	125,96	66,48	121,81	66,23	52,26
Armadura longitudinal superior	ϕ	2 ϕ 20+1 ϕ 16	2 ϕ 16+1 ϕ 12	2 ϕ 20+1 ϕ 12	2 ϕ 20	2 ϕ 20+1 ϕ 12	2 ϕ 20	2 ϕ 20+1 ϕ 16
	As	8,29	5,15	7,41	6,28	7,41	6,28	8,29
	ϕ reforço	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12
	As reforço	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39
	Mrd, ref	166,81	130,10	156,58	143,30	156,58	143,30	166,81
	Msd	133,27	86,56	143,85	109,13	142,87	108,27	132,87
Armadura transversal	ϕ	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,20	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,15	ϕ 8//0,125	ϕ 8//0,15	ϕ 8//0,125
	As	4,00	2,50	4,00	3,33	4,00	3,33	4,00
	ϕ reforço	ϕ 8//0,25	ϕ 8//0,25	ϕ 8//0,25	ϕ 8//0,25	ϕ 8//0,25	ϕ 8//0,25	ϕ 8//0,25
	As reforço	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	Vrd,c, ref	159,65	126,55	159,65	144,94	159,65	144,94	159,65
	Vsd,c	129,74	82,54	156,44	116,87	154,48	116,11	129,50

Tabela 5.34 - Esforços resistentes e atuantes das vigas reforçadas V5 a V9

COEF. PARCIAIS DE ESTRUTURA COM REFORÇO						
Viga		V5	V6	V7	V8	V9
Dimensões		0,35X0,60	0,35X0,65	0,35X0,60	0,35X0,60	0,35X0,60
Armadura longitudinal inferior	Φ	2 Φ 16+1 Φ 10	3 Φ 16	2 Φ 16+1 Φ 10	2 Φ 16+1 Φ 10	2 Φ 16
	As	4,81	6,03	4,81	4,81	4,02
	Φ reforço	3 Φ 12	3 Φ 12	3 Φ 12	3 Φ 12	3 Φ 12
	As reforço	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39
	Mrd, ref	126,00	154,41	126,00	126,00	116,41
	Msd	62,05	107,27	84,93	80,11	61,92
Armadura longitudinal superior	Φ	3 Φ 16	2 Φ 16+1 Φ 20	3 Φ 16	3 Φ 16	3 Φ 16
	As	6,03	7,16	6,03	6,03	6,03
	Φ reforço	3 Φ 12	3 Φ 12	3 Φ 12	3 Φ 12	3 Φ 12
	As reforço	3,39	3,39	3,39	3,39	3,39
	Mrd, ref	140,64	168,89	140,64	140,64	140,64
	Msd	116,99	142,89	130,15	104,83	116,99
Armadura transversal	Φ	Φ 8//0,15	Φ 8//0,125	Φ 8//0,125	Φ 8//0,15	Φ 8//0,15
	As	3,33	4,00	4	3,33	3,33
	Φ reforço	Φ 8//0,25	Φ 8//0,25	Φ 8//0,25	Φ 8//0,25	Φ 8//0,25
	As reforço	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	Vrd,c, ref	144,94	175,30	159,65	144,94	144,94
	Vsd,c	110,17	157,08	135,04	115,06	110,17

Como pode ser observado pelo destaque na cor verde, todos os momentos resistentes inferiores e superiores (Mrd, ref) verificam a segurança da laje, isto é, são maiores que os momentos atuantes (Msd). A mesma conclusão pode ser tomada em relação ao esforço transversal.

A seguir será mostrado o cálculo do momento fletor resistente e do esforço transversal resistente da viga V1 (Figura 5.51). Para as outras vigas foram realizadas a mesma metodologia de cálculo.

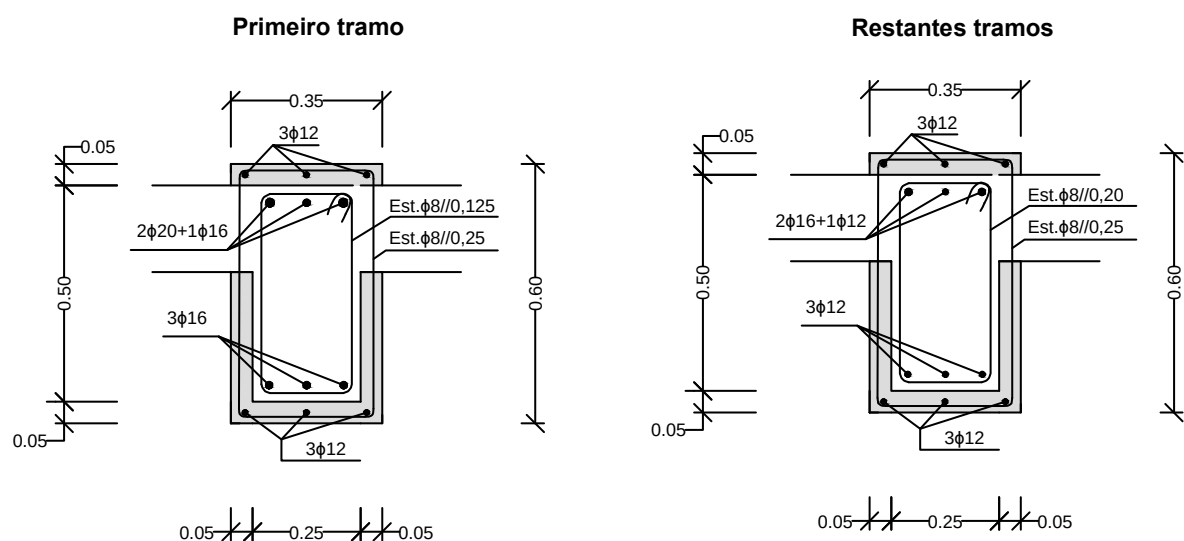


Fig. 5.51 - Armaduras da viga V1 no primeiro tramo e nos tramos restantes

▪ **Momento resistente a meio vão do primeiro tramo da viga V1 reforçada (Mrd,+)**

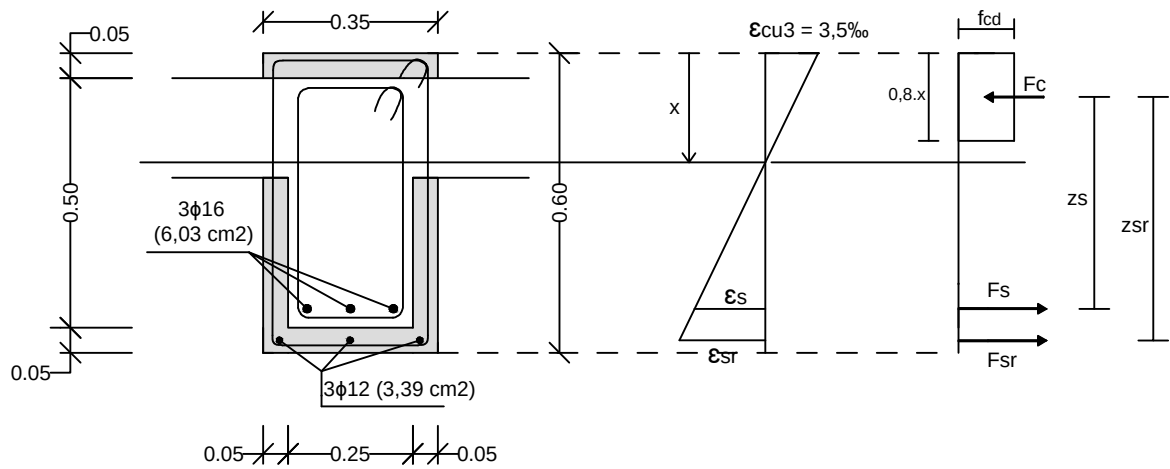


Fig. 5.52 - Armaduras inferiores do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,+}$

A Figura 5.52 apresenta o diagrama de deformação e de tensão no betão no primeiro tramo da viga V1 para obtenção do momento fletor resistente inferior. Não se considerou a força na armadura superior tendo em conta que pouco acrescenta na resistência frente ao momento fletor positivo.

As forças internas F_c (no betão), F_s e F_{sr} (na armadura inferior e na armadura do reforço, respetivamente) são dadas por:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.78.)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} \quad (5.79.)$$

$$F_{sr} = A_{sr} \cdot f_{syd} \quad (5.80.)$$

Assim, de acordo com as equações 5.78, 5.79 e 5.80, o valor das forças internas no betão são:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,35 \cdot \frac{20000}{1,40} = 4000 \cdot x$$

$$F_s = (6,03 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 157,30 \text{ kN}$$

$$F_{sr} = (3,39 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 117,91 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.81), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s + F_{sr} \Leftrightarrow x = 0,0688 \text{ m} \quad (5.81.)$$

Logo, o momento resistente inferior do primeiro tramo da viga V1 reforçada é dado por:

$$Mrd+ = F_s \cdot z_s + F_{sr} \cdot z_{sr} \quad (5.82.)$$

$$Mrd+ = F_s \cdot (0,60 - 0,05 - 0,038 - 0,4 \cdot x) + F_{sr} \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot x) \quad (5.83.)$$

$$Mrd+ = 157,30 \cdot (0,60 - 0,05 - 0,038 - 0,4 \cdot 0,0688) + 117,91 \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot 0,0688)$$

$$Mrd+ = 140,64 \text{ kN.m}$$

▪ **Momento resistente no apoio do primeiro tramo da viga V1 reforçada ($Mrd,-$)**

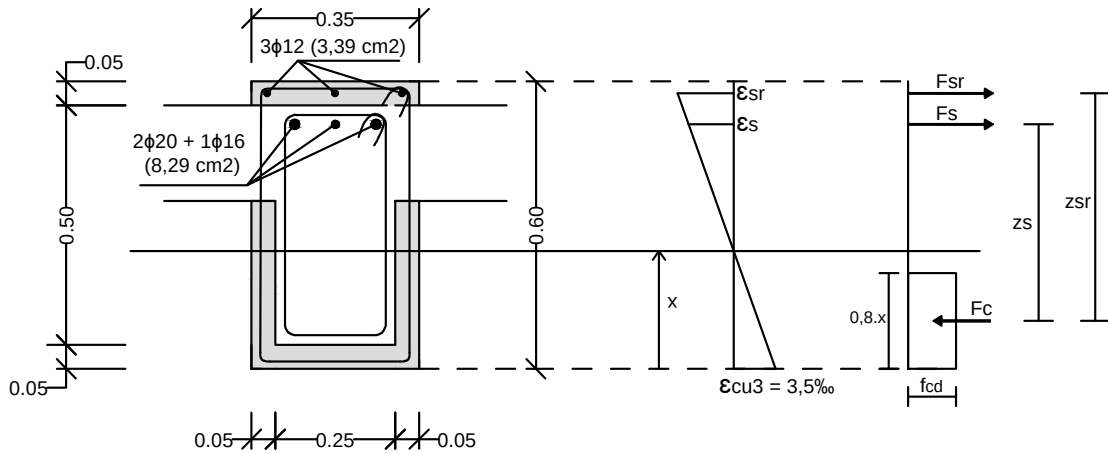


Fig. 5.53 - Armaduras superiores do primeiro tramo da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $Mrd,-$

Assim como para o cálculo do $Mrd+$, as forças internas F_c , F_s e F_{sr} observadas na Figura 5.53 são dadas pelas equações 5.78, 5.79 e 5.80, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,35 \cdot \frac{20000}{1,40} = 4000 \cdot x$$

$$F_s = (8,29 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 216,26 \text{ kN}$$

$$F_{sr} = (3,39 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 117,91 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.84), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s + F_{sr} \Leftrightarrow x = 0,0835 \text{ m} \quad (5.84.)$$

Logo, o momento resistente superior do primeiro tramo da viga V1 reforçada é dado por:

$$Mrd- = F_s \cdot z_s + F_{sr} \cdot z_{sr} \quad (5.85.)$$

$$Mrd- = F_s \cdot (0,60 - 0,05 - 0,04 - 0,4 \cdot x) + F_{sr} \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot x) \quad (5.86.)$$

$$Mrd- = 216,26 \cdot (0,60 - 0,05 - 0,04 - 0,4 \cdot 0,0835) + 117,91 \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot 0,0835)$$

$$Mrd- = 166,81 \text{ kN.m}$$

▪ **Esforço transversal resistente no primeiro tramo da viga V1 reforçada (Vrd,c)**

Para o esforço transversal resistente, tem-se que:

$$Vrd, c = \left(\frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta \right) + \left(\frac{A_{sw,r}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta \right) \quad (5.87.)$$

De acordo com a equação 5.87, o valor do esforço transversal resistente é dado por:

$$\begin{aligned} Vrd, c &= 2 \text{ ramos} \cdot \frac{0,5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75}{0,125} \cdot (0,9 \cdot 0,47) \cdot \frac{400000}{1,15} \cdot \cot 45^\circ \\ &+ 2 \text{ ramos} \cdot \frac{0,5 \cdot 10^{-4}}{0,25} \cdot (0,9 \cdot 0,57) \cdot \frac{400000}{1,15} \cdot \cot 45^\circ \\ Vrd, c &= 159,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

▪ **Momento resistente a meio vão nos restantes tramos da viga V1 reforçada (Mrd,+)**

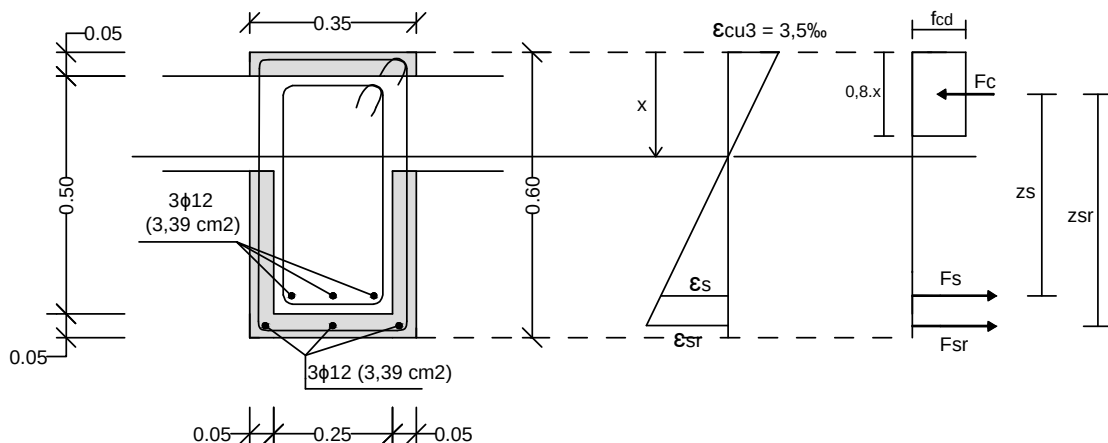


Fig. 5.54 - Armaduras inferiores dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do Mrd,+

Bem como foi feito para o primeiro tramo, as forças internas F_c , F_s e F_{sr} observadas na Figura 5.54 são dadas pelas equações 5.78, 5.79 e 5.80, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,35 \cdot \frac{20000}{1,40} = 4000 \cdot x$$

$$F_s = (3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 88,43 \text{ kN}$$

$$F_{sr} = (3,39 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 117,91 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.88), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s + F_{sr} \Leftrightarrow x = 0,0516 \text{ m} \quad (5.88.)$$

Logo, o momento resistente inferior dos restantes tramos da viga V1 reforçada é dado por:

$$M_{rd+} = F_s \cdot z_s + F_{sr} \cdot z_{sr} \quad (5.89.)$$

$$M_{rd+} = F_s \cdot (0,60 - 0,05 - 0,036 - 0,4 \cdot x) + F_{sr} \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot x) \quad (5.90.)$$

$$M_{rd+} = 88,43 \cdot (0,60 - 0,05 - 0,036 - 0,4 \cdot 0,0516) + 117,91 \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot 0,0516)$$

$$M_{rd+} = 108,88 \text{ kN.m}$$

▪ **Momento resistente no apoio dos restantes tramos da viga V1 reforçada ($M_{rd,-}$)**

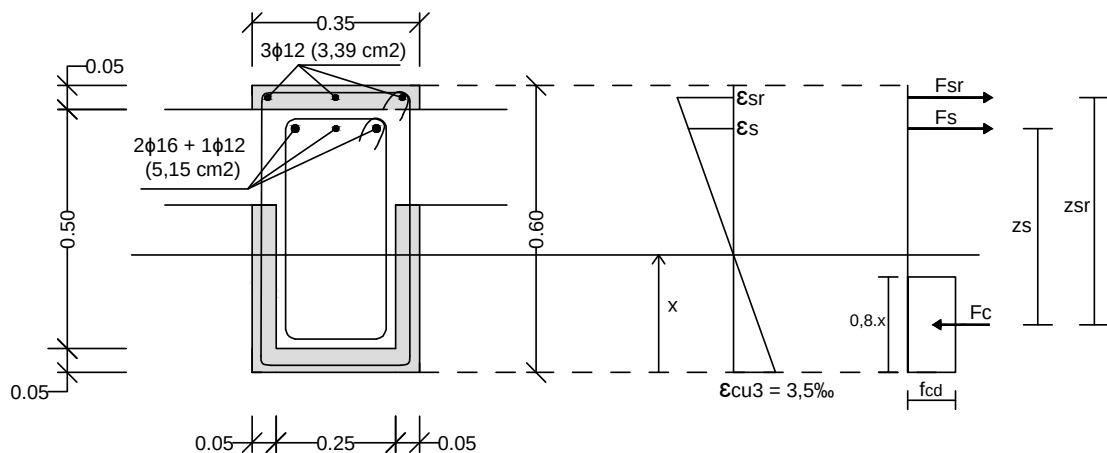


Fig. 5.55 - Armaduras superiores dos restantes tramos da viga V1 e diagrama de deformação e tensão no betão para cálculo do $M_{rd,-}$

As forças internas F_c , F_s e F_{sr} observadas na Figura 5.55 são dadas pelas equações 5.78, 5.79 e 5.80, respetivamente.

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot 0,35 \cdot \frac{20000}{1,40} = 4000 \cdot x$$

$$F_s = (5,15 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75) \cdot \frac{400000}{1,15} = 134,35 \text{ kN}$$

$$F_{sr} = (3,39 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400000}{1,15} = 117,91 \text{ kN}$$

Desta forma, ao se fazer o equilíbrio das forças (equação 5.91), obtém-se o valor de x , portanto, a posição do eixo neutro.

$$F_c = F_s + F_{sr} \Leftrightarrow x = 0,0631 \text{ m} \quad (5.91.)$$

Logo, o momento resistente superior dos restantes tramos da viga V1 reforçada é dado por:

$$M_{rd-} = F_s \cdot z_s + F_{sr} \cdot z_{sr} \quad (5.92.)$$

$$M_{rd-} = F_s \cdot (0,60 - 0,05 - 0,038 - 0,4 \cdot x) + F_{sr} \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot x) \quad (5.93.)$$

$$M_{rd-} = 134,35 \cdot (0,60 - 0,05 - 0,038 - 0,4 \cdot 0,0631) + 117,91 \cdot (0,60 - 0,026 - 0,4 \cdot 0,0631)$$

$$M_{rd-} = 130,10 \text{ kN.m}$$

▪ Esforço transversal resistente nos restantes tramos da viga V1 reforçada ($V_{rd,c}$)

De acordo com a equação 5.85, o valor do esforço transversal resistente é dado por:

$$V_{rd,c} = 2 \text{ ramos} \cdot \frac{0,5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75}{0,20} \cdot (0,9 \cdot 0,47) \cdot \frac{400000}{1,15} \cdot \cot 45^\circ$$

$$+ 2 \text{ ramos} \cdot \frac{0,5 \cdot 10^{-4}}{0,25} \cdot (0,9 \cdot 0,57) \cdot \frac{400000}{1,15} \cdot \cot 45^\circ$$

$$V_{rd,c} = 126,55 \text{ kN}$$

5.5.3. PILARES

O reforço nos pilares tem geralmente como objetivo o aumento da capacidade resistente em flexão composta (M-N) ou o aumento da capacidade resistente em compressão. O incremento da cintagem melhora a ductilidade do elemento, e consequentemente, tem-se uma melhoria no comportamento sísmico. A melhoria da resistência em flexão composta pode ser obtida através do encamisamento em betão armado ou através da adição de elementos metálicos [44].

Para reforço dos pilares, optou-se, igualmente como foi realizado para as lajes e vigas, pela técnica de encamisamento com betão armado. Desta forma, considerou-se uma nova camada de betão armado de espessura de 5 cm em torno das quatro faces do pilar. Esta camada é constituída de betão C20/25, e aço A400NR. A armadura do reforço varia de pilar para pilar, como pode ser vista na Tabela 5.35 ainda nesta seção. A cintagem é de $\phi 6/0,15$ para todos os pilares.

A seguir poderão ser observados os novos esforços atuantes, fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000 [54], bem como os novos momentos resistentes.

5.5.3.1. Esforços atuantes

Os pilares tiveram os esforços atuantes maiores devido ao aumento da seção transversal. Assim, para que a segurança da estrutura esteja garantida, decidiu-se pela adoção do reforço em todos os pilares.

Os esforços atuantes são fornecidos pelo programa de cálculo SAP2000 [54] com a introdução dos coeficientes parciais de segurança de uma estrutura reforçada. A seguir nas Figuras 5.56, 5.57 e 5.58 serão apresentados os resultados do programa para um pilar de canto (P35), um pilar central (P41) e um pilar de borda (P56), respetivamente. Para os restantes pilares, os esforços poderão ser observados na Tabela 5.35.

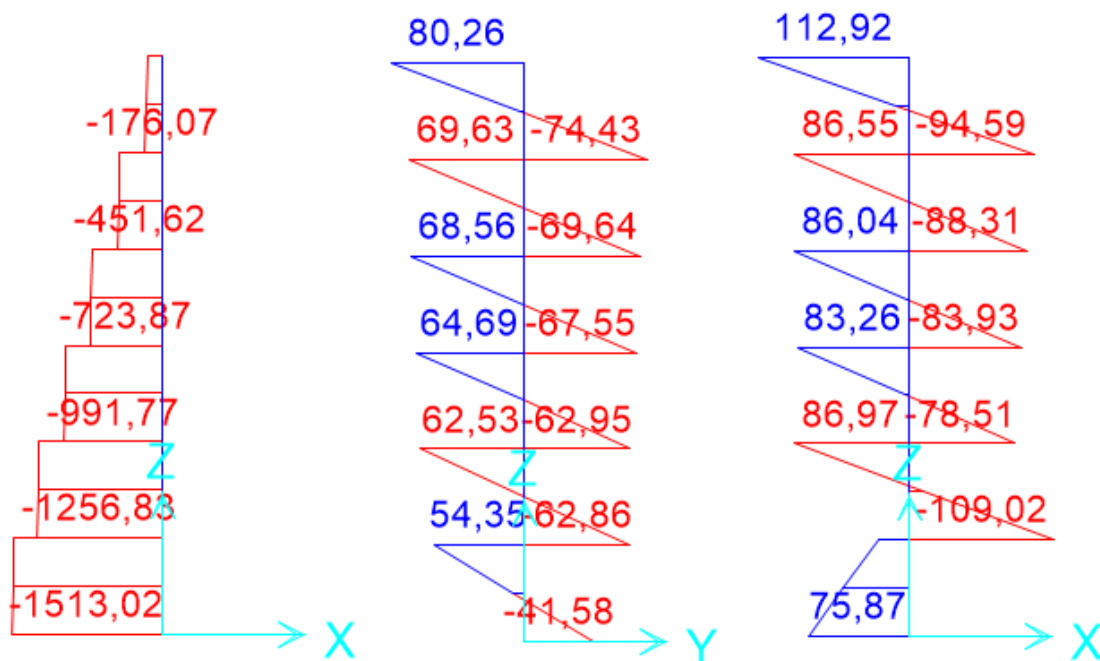


Fig. 5.56 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de canto P35

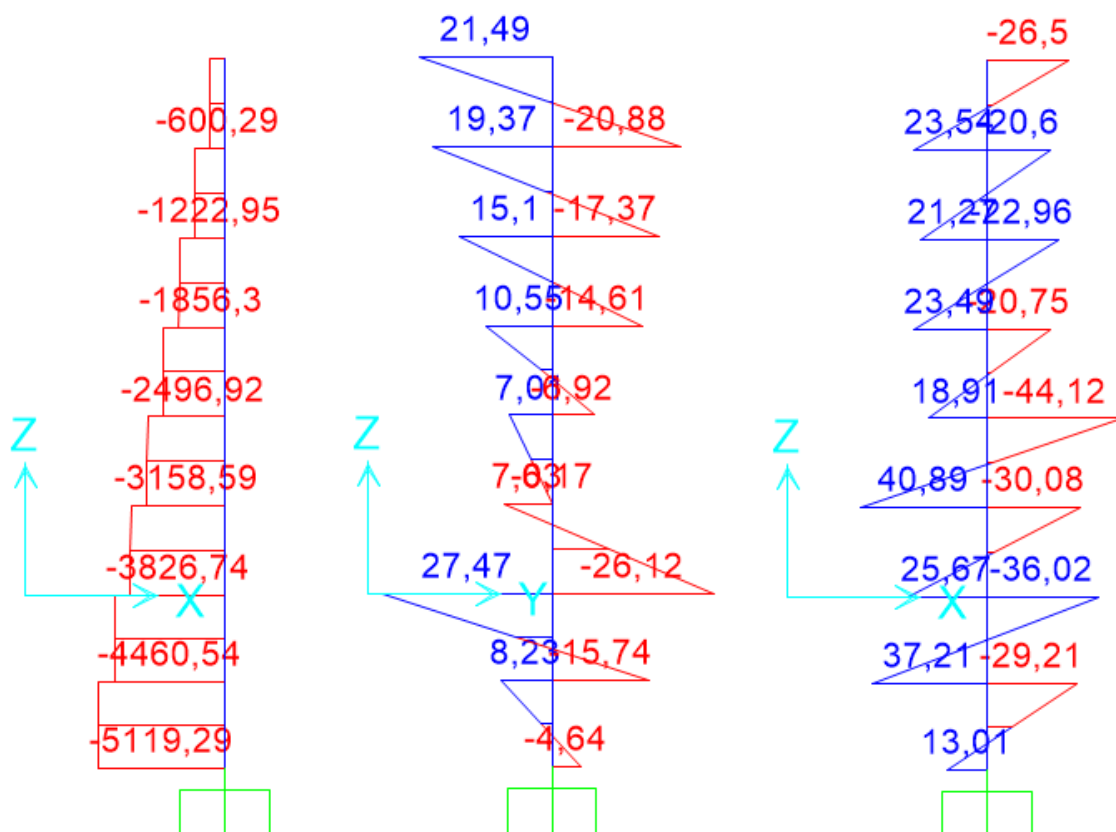


Fig. 5.57 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar central P41

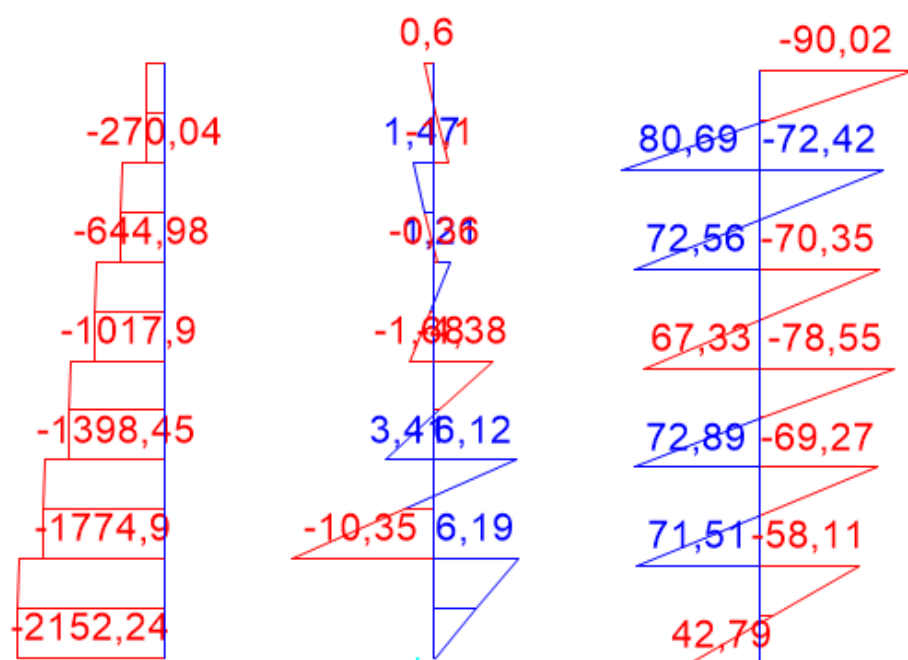


Fig. 5.58 - Esforço axial, Momento fletor em x e Momento fletor em y do pilar de bordo P56

5.5.3.2. Esforços resistentes

O cálculo dos novos esforços resistentes para os pilares reforçados também se deu através da consulta ao ábaco de flexão desviada. Este ábaco pode ser observado nas Figura 5.37 e 5.38 na seção 5.4.3.2.

Bem como feito para os pilares de uma estrutura existente, calculou-se primeiramente o valor de ω , dado por [55]:

$$\omega = \frac{A_{s,ref}}{A_c} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (5.94.)$$

Em que:

$A_{s,ref}$ área de aço da armadura do reforço;

A_c área da seção transversal do pilar reforçado;

f_{syd} valor de cálculo da tensão no aço;

f_{cd} valor de cálculo da tensão no betão.

Desta forma, com os coeficientes parciais de segurança redefinidos para uma estrutura reforçada, tem-se:

- $f_{syd} = \frac{400000}{1,15}$
- $f_{cd} = \frac{20000}{1,40}$

No cálculo do reforço de pilares de betão armado, em alguns casos considera-se que somente o reforço irá resistir aos esforços, desprezando-se a resistência do núcleo, ficando normalmente a favor da segurança. Despreza-se a contribuição do núcleo pois, ainda que exista, a sua contribuição pode ser difícil de avaliar [44]. Desta forma, nota-se no cálculo do ω que apenas a armadura do reforço foi considerada, desprezando a armadura adotada no dimensionamento da estrutura nova.

Após o cálculo do ω , obtém-se o valor de η , dado por [55]:

$$\eta = \frac{M_{sd,ref,y}}{M_{sd,ref,x}} \quad (5.95.)$$

O valor de v , correspondente ao eixo x das curvas, é dado por [55]:

$$v = \frac{N_{Rd,ref}}{A_c f_{cd}} \quad (5.96.)$$

Enfim, com os valores de ω , η e v calculados, é possível obter nas curvas do ábaco os respetivos valores de μ_x e μ_y resistentes, e assim definir o momento fletor resistente nas direções x e y, que são dados por:

$$M_{Rd,ref,x} = \mu_x \cdot A_c \cdot h \cdot f_{cd} \quad (5.97.)$$

$$M_{Rd,ref,y} = \mu_y \cdot A_c \cdot b \cdot f_{cd} \quad (5.98.)$$

A Tabela 5.35 a seguir apresenta os momentos fletores resistentes de todos os pilares da estrutura reforçada, bem como os atuantes. A sinalização em verde indica que o momento fletor resistente é superior ao atuante, garantindo a segurança da estrutura.

Tabela 5.35 - Momento fletor resistente e atuantes dos pilares da estrutura reforçada

	(m)		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)											(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _G	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref		
P35	terreo	0,35	0,60	1513,02	54,35	86,47	10,60	115,04	313,76	0,09	0,14	0,50	1,59	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 1	0,35	0,60	1256,83	62,86	126,63	17,61	95,87	331,06	0,08	0,15	0,42	2,01	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 2	0,35	0,60	991,77	64,69	104,10	20,84	124,63	343,81	0,10	0,16	0,33	1,61	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 3	0,35	0,60	723,87	68,56	106,32	20,28	115,04	305,84	0,09	0,14	0,24	1,55	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 4	0,35	0,60	451,62	69,64	104,13	15,82	115,04	294,88	0,09	0,13	0,15	1,50	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 5	0,35	0,60	176,07	80,26	120,32	7,40	95,87	246,38	0,08	0,11	0,06	1,50	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	(m)		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)											(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _G	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref		
P36	garagem 1	0,35	0,80	3183,22	2,77	87,73	21,53	13,53	187,48	0,00	0,11	0,80	31,67	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	garagem 2	0,35	0,80	2841,48	2,79	132,85	38,43	11,45	238,61	0,00	0,14	0,71	47,62	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	terreo	0,35	0,80	2496,31	8,97	150,65	51,25	37,11	272,70	0,01	0,16	0,62	16,79	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 1	0,35	0,80	2057,98	10,20	165,66	56,66	40,78	289,74	0,01	0,17	0,51	16,24	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 2	0,35	0,60	1621,2	2,40	150,79	55,99	6,28	230,09	0,00	0,18	0,54	62,83	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 3	0,35	0,60	1190,56	1,24	149,75	49,46	3,63	255,65	0,00	0,20	0,40	120,76	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 4	0,35	0,60	758,5	3,70	138,36	36,82	11,13	242,87	0,01	0,19	0,25	37,40	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
piso 5	0,35	0,60	324,78	5,31	144,75	18,04	13,67	217,30	0,01	0,17	0,11	27,26	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92			
	(m)		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)											(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _G	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref		
P37	garagem 1	0,35	0,80	3152,76	5,09	86,89	21,32	25,10	187,48	0,01	0,11	0,79	17,07	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	garagem 2	0,35	0,80	2814,65	6,45	131,54	38,07	26,74	238,61	0,01	0,14	0,70	20,39	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	terreo	0,35	0,80	2472,91	10,07	149,40	50,77	42,01	272,70	0,01	0,16	0,62	14,84	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 1	0,35	0,80	2038,6	8,08	164,37	56,13	32,55	289,74	0,01	0,17	0,51	20,34	0,30	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 2	0,35	0,60	1605,79	1,18	149,56	55,46	3,11	230,09	0,00	0,18	0,54	126,75	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 3	0,35	0,60	1179,2	3,66	148,55	48,99	10,80	255,65	0,00	0,20	0,39	40,59	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
	piso 4	0,35	0,60	751,21	6,05	137,27	36,47	18,35	242,87	0,01	0,19	0,25	22,69	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92		
piso 5	0,35	0,60	321,53	8,06	143,63	17,86	20,90	217,30	0,01	0,17	0,11	17,82	0,40	4φ25+6φ20	6φ20+8φ16	34,92			
	(m)		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)											(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _G	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref		
P38	terreo	0,35	0,60	1493,27	52,06	85,01	10,46	115,04	322,04	0,09	0,15	0,50	1,63	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 1	0,35	0,60	1240,43	60,05	125,68	17,38	95,87	343,96	0,08	0,16	0,41	2,09	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 2	0,35	0,60	978,81	62,26	103,34	20,57	124,63	354,61	0,10	0,16	0,33	1,66	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 3	0,35	0,60	714,33	65,86	105,60	20,01	115,04	316,23	0,09	0,14	0,24	1,60	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 4	0,35	0,60	445,57	66,96	103,46	15,60	115,04	304,73	0,09	0,14	0,15	1,55	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	piso 5	0,35	0,60	173,55	77,00	119,57	7,29	95,87	255,22	0,08	0,12	0,06	1,55	0,29	6φ16+6φ12	8φ16+8φ12	25,12		
	(m)		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)											(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _G	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref		
P40	terreo	0,35	0,80	2504,24	108,74	20,17	17,54	264,17	112,00	0,16	0,03	0,63	0,19	0,32	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18		
	piso 1	0,35	0,80	2060,37	135,08	43,96	28,86	281,22	209,18	0,17	0,05	0,52	0,33	0,32	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18		
	piso 2	0,35	0,80	1622,6	150,18	36,89	34,09	306,78	172,24	0,18	0,04	0,41	0,25	0,32	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18		
	piso 3	0,35	0,60	1182,15	134,01	27,37	33,12	268,43	93,99	0,21	0,04	0,39	0,20	0,43	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18		
	piso 4	0,35	0,60	750,94	130,75	26,18	26,30	255,65	87,75	0,20	0,04	0,25	0,20	0,43	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18		
	piso 5	0,35	0,60	318,45	140,86	34,75	13,38	230,09	97,30	0,18	0,04	0,11	0,25	0,43	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18		
	(m)		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)											(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _G	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref		
P41	garagem 1	0,45	0,80	5119,29	8,23	63,83	34,62	58,12	253,57	0,01	0,09	1,00	7,76	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52		
	garagem 2	0,45	0,80	4460,54	27,47	97,54	60,33	155,16	309,91	0,03	0,11	0,87	3,55	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52		
	terreo	0,45	0,80	3826,74	26,12	108,64	78,56	186,65	436,70	0,04	0,16	0,74	4,16	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52		
	piso 1	0,45	0,80	3158,59	7,01	131,09	86,97	48,21	507,13	0,01	0,18	0,61	18,70	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52		
	piso 2	0,35	0,60	2496,92	10,55	106,99	86,24	36,73	217,30	0,02	0,17	0,83	10,14	0,51	10φ20	14φ20	43,96		
	piso 3	0,35	0,60	1856,3	15,10	100,60	77,11	65,78	255,65	0,03	0,20	0,62	6,66	0,51	10φ20	14φ20	43,96		
	piso 4	0,35	0,60	1222,95	19,37	80,64	59,37	113,17	274,83	0,05	0,22	0,41	4,16	0,51	10φ20	14φ20	43,96		
piso 5	0,35	0,60	600,29	21,49	59,85	33,35	169,18	274,83	0,08	0,22	0,20	2,78	0,51	10φ20	14φ20	43,96			

	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)									(cm²)
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
garagem 1	0,45	0,80	5067,43	12,23	63,16	34,27	87,29	253,57	0,02	0,09	0,99	5,16	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52	
garagem 2	0,45	0,80	4415,91	33,89	96,50	59,73	193,50	309,91	0,04	0,11	0,86	2,85	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52	
terreo	0,45	0,80	3789,1	29,15	107,55	77,79	210,42	436,70	0,04	0,16	0,74	3,69	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52	
piso 1	0,45	0,80	3127,48	12,29	129,81	86,11	85,36	507,13	0,02	0,18	0,61	10,56	0,38	8φ25+8φ20	18φ20	56,52	
piso 2	0,35	0,60	2472,14	14,60	105,95	85,38	51,33	217,30	0,02	0,17	0,82	7,26	0,51	10φ20	14φ20	43,96	
piso 3	0,35	0,60	1837,95	19,23	99,63	76,35	84,59	255,65	0,04	0,20	0,61	5,18	0,51	10φ20	14φ20	43,96	
piso 4	0,35	0,60	1210,83	23,44	79,85	58,78	138,30	274,83	0,06	0,22	0,40	3,41	0,51	10φ20	14φ20	43,96	
piso 5	0,35	0,60	594,11	26,80	59,29	33,00	212,95	274,83	0,10	0,22	0,20	2,21	0,51	10φ20	14φ20	43,96	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
terreo	0,35	0,80	2474,12	105,27	19,89	17,33	272,70	117,77	0,16	0,03	0,62	0,19	0,32	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18	
piso 1	0,35	0,80	2035,56	130,79	43,14	28,51	289,74	218,43	0,17	0,06	0,51	0,33	0,32	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18	
piso 2	0,35	0,80	1603	146,10	36,41	33,68	306,78	174,75	0,18	0,04	0,40	0,25	0,32	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18	
piso 3	0,35	0,60	1167,65	130,32	26,88	32,71	268,43	94,91	0,21	0,04	0,39	0,21	0,43	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18	
piso 4	0,35	0,60	741,46	127,05	25,68	25,97	255,65	88,59	0,20	0,04	0,25	0,20	0,43	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18	
piso 5	0,35	0,60	313,95	136,39	34,12	13,19	230,09	98,67	0,18	0,05	0,10	0,25	0,43	4φ20+6φ16	8φ20+6φ16	37,18	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
terreo	0,35	0,80	2130,1	90,66	11,06	14,92	238,61	66,53	0,14	0,02	0,53	0,12	0,14	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 1	0,35	0,80	1767,46	116,44	11,17	24,76	255,65	56,06	0,15	0,01	0,44	0,10	0,14	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 2	0,35	0,80	1396,31	130,34	7,24	29,34	255,65	32,46	0,15	0,01	0,35	0,06	0,14	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 3	0,35	0,60	1021,74	117,45	8,15	28,63	217,30	25,85	0,17	0,01	0,34	0,07	0,18	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 4	0,35	0,60	651,5	114,95	7,35	22,82	191,74	21,02	0,15	0,01	0,22	0,06	0,18	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 5	0,35	0,60	274,53	126,85	8,40	11,54	166,17	18,86	0,13	0,01	0,09	0,07	0,18	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
garagem 1	0,45	0,80	4354,07	1,99	37,55	29,45	21,24	225,39	0,00	0,08	0,85	18,87	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
garagem 2	0,45	0,80	3809,67	12,61	63,78	51,53	103,98	295,83	0,02	0,11	0,74	5,06	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
terreo	0,45	0,80	3263,96	15,75	74,05	67,01	138,50	366,26	0,03	0,13	0,63	4,70	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
piso 1	0,45	0,80	2706,49	2,63	91,27	74,52	21,65	422,61	0,00	0,15	0,53	34,70	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
piso 2	0,35	0,60	2150,5	5,95	82,97	74,27	15,71	127,83	0,01	0,10	0,72	13,95	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
piso 3	0,35	0,60	1607,54	8,79	79,03	66,78	34,12	178,96	0,02	0,14	0,54	8,99	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
piso 4	0,35	0,60	1060,78	12,67	64,49	51,50	64,58	191,74	0,03	0,15	0,35	5,09	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
piso 5	0,35	0,60	513,4	12,49	43,43	28,52	75,62	153,39	0,03	0,12	0,17	3,48	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
garagem 1	0,45	0,80	4310,73	5,14	37,18	29,15	55,39	225,39	0,01	0,08	0,84	7,23	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
garagem 2	0,45	0,80	3771,96	18,21	63,18	51,02	151,59	295,83	0,03	0,11	0,73	3,47	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
terreo	0,45	0,80	3231,94	17,99	73,21	66,35	160,00	366,26	0,03	0,13	0,63	4,07	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
piso 1	0,45	0,80	2679,73	6,03	90,22	73,78	50,21	422,61	0,01	0,15	0,52	14,96	0,25	6φ20+8φ12	8φ20+10φ12	36,42	
piso 2	0,35	0,60	2128,93	9,34	82,09	73,53	24,93	127,83	0,01	0,10	0,71	8,79	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
piso 3	0,35	0,60	1591,38	12,31	78,17	66,11	48,31	178,96	0,02	0,14	0,53	6,35	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
piso 4	0,35	0,60	1050,02	16,10	63,75	50,97	83,01	191,74	0,04	0,15	0,35	3,96	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
piso 5	0,35	0,60	507,91	16,36	42,88	28,21	100,32	153,39	0,05	0,12	0,17	2,62	0,22	4φ16+6φ12	4φ16+10φ12	19,34	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
terreo	0,35	0,80	2104,26	91,38	11,04	14,74	238,61	65,89	0,14	0,02	0,53	0,12	0,14	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 1	0,35	0,80	1745,88	112,68	10,68	24,46	255,65	55,39	0,15	0,01	0,44	0,09	0,14	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 2	0,35	0,80	1379,11	126,67	7,09	28,98	255,65	32,71	0,15	0,01	0,34	0,06	0,14	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 3	0,35	0,60	1008,89	114,10	7,85	28,27	217,30	25,63	0,17	0,01	0,34	0,07	0,18	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 4	0,35	0,60	643,03	111,56	7,08	22,52	191,74	20,86	0,15	0,01	0,21	0,06	0,18	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
piso 5	0,35	0,60	270,49	122,62	8,03	11,37	166,17	18,66	0,13	0,01	0,09	0,07	0,18	4φ16+6φ12	14φ12	15,82	
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)								(cm²)	
Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref	
terreo	0,35	0,70	1974,07	84,35	18,94	13,83	178,96	80,37	0,12	0,03	0,56	0,22	0,16	6φ16+4φ12	14φ12	15,82	
piso 1	0,35	0,70	1617,57	103,77	14,05	22,66	223,70	60,58	0,15	0,02	0,46	0,14	0,16	6φ16+4φ12	14φ12	15,82	
piso 2	0,35	0,70	1266,81	113,88	13,10	26,62	223,70	51,47	0,15	0,02	0,36	0,12	0,16	6φ16+4φ12	14φ12	15,82	
piso 3	0,35	0,50	916,83	97,74	3,68	25,69	181,09	9,74	0,17	0,01	0,37	0,04	0,22	6φ16+4φ12	14φ12	15,82	
piso 4	0,35	0,50	579,82	94,63	4,03	20,31	170,43	10,37	0,16	0,01	0,23	0,04	0,22	6φ16+4φ12	14φ12	15,82	
piso 5	0,35	0,50	244,37	99,51	2,70	10,27	127,83	4,95	0,12	0,00	0,10	0,03	0,22	6φ16+4φ12	14φ12	15,82	

	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)									(cm ²)
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P51	garagem 1	0,45	0,80	4060,44	1,66	35,17	27,46	16,55	197,22	0,00	0,07	0,79	21,19	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	garagem 2	0,45	0,80	3552,72	11,33	67,45	48,05	75,72	253,57	0,02	0,09	0,69	5,95	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	terreo	0,45	0,80	3069,18	12,82	69,78	63,01	110,43	338,09	0,02	0,12	0,60	5,44	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 1	0,45	0,80	2529,94	7,23	72,73	69,66	64,73	366,26	0,01	0,13	0,49	10,06	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 2	0,35	0,60	1997,86	1,82	73,83	69,00	7,02	166,17	0,00	0,13	0,67	40,57	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 3	0,35	0,60	1489,11	3,37	70,56	61,86	17,27	210,91	0,01	0,17	0,50	20,94	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 4	0,35	0,60	980,95	6,35	57,88	47,62	43,27	230,09	0,02	0,18	0,33	9,12	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 5	0,35	0,60	480,53	5,75	38,02	26,69	53,02	204,52	0,02	0,16	0,16	6,61	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P52	garagem 1	0,45	0,80	4022,45	3,92	34,67	27,20	39,64	197,22	0,01	0,07	0,78	8,85	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	garagem 2	0,45	0,80	3519,24	16,31	66,60	47,60	62,10	253,57	0,02	0,09	0,68	4,08	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	terreo	0,45	0,80	3040,11	14,40	68,79	62,41	70,77	338,09	0,03	0,12	0,59	4,78	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 1	0,45	0,80	2505,96	3,69	71,76	69,00	18,83	366,26	0,01	0,13	0,49	19,45	0,16	4φ20+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 2	0,35	0,60	1978,74	4,91	73,00	68,34	11,18	166,17	0,01	0,13	0,66	14,87	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 3	0,35	0,60	1474,91	6,59	69,74	61,27	19,93	210,91	0,02	0,17	0,49	10,58	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 4	0,35	0,60	971,58	9,48	57,18	47,17	38,15	230,09	0,03	0,18	0,32	6,03	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	piso 5	0,35	0,60	475,76	9,28	37,46	26,43	50,67	204,52	0,04	0,16	0,16	4,04	0,28	4φ16+6φ12	4φ20+10φ12	23,86
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P53	terreo	0,35	0,70	1949,83	81,50	18,84	13,66	178,96	82,74	0,12	0,03	0,56	0,23	0,16	4φ16+4φ12	14φ12	15,82
	piso 1	0,35	0,70	1597,63	100,34	14,28	22,38	223,70	63,67	0,15	0,02	0,46	0,14	0,16	4φ16+4φ12	14φ12	15,82
	piso 2	0,35	0,70	1251,13	110,53	13,10	26,29	223,70	53,03	0,15	0,02	0,36	0,12	0,16	4φ16+4φ12	14φ12	15,82
	piso 3	0,35	0,50	905,27	94,88	3,86	25,36	181,09	10,52	0,17	0,01	0,36	0,04	0,22	4φ16+4φ12	14φ12	15,82
	piso 4	0,35	0,50	572,28	91,73	4,20	20,04	170,43	11,15	0,16	0,01	0,23	0,05	0,22	4φ16+4φ12	14φ12	15,82
	piso 5	0,35	0,50	240,82	96,10	2,98	10,12	127,83	5,66	0,12	0,00	0,10	0,03	0,22	4φ16+4φ12	14φ12	15,82
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P55	terreo	0,35	0,60	1267,92	46,29	16,12	8,88	284,87	57,87	0,13	0,05	0,42	0,35	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 1	0,35	0,60	1058	97,27	40,88	14,82	284,87	69,84	0,13	0,05	0,35	0,42	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 2	0,35	0,60	836,37	87,38	37,70	17,57	284,87	71,69	0,13	0,06	0,28	0,43	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 3	0,35	0,60	612,35	91,72	42,94	17,16	262,96	71,82	0,12	0,06	0,20	0,47	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 4	0,35	0,60	382,31	88,90	44,63	13,39	219,13	64,17	0,10	0,05	0,13	0,50	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 5	0,35	0,60	148,2	103,61	51,86	6,23	197,22	57,58	0,09	0,05	0,05	0,50	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P56	terreo	0,35	0,80	2152,24	6,19	73,18	15,07	41,19	213,04	0,01	0,13	0,54	11,82	0,15	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 1	0,35	0,80	1774,9	10,35	96,37	24,86	54,39	221,57	0,01	0,13	0,44	9,31	0,15	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 2	0,35	0,80	1398,45	4,38	107,93	29,38	20,55	221,57	0,01	0,13	0,35	24,64	0,15	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 3	0,35	0,60	1017,9	1,68	98,87	28,52	5,59	191,74	0,00	0,15	0,34	58,85	0,20	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 4	0,35	0,60	644,98	1,47	95,15	22,59	4,74	178,96	0,00	0,14	0,21	64,73	0,20	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 5	0,35	0,60	270,04	1,10	101,37	11,35	2,62	140,61	0,00	0,11	0,09	92,15	0,20	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P57	terreo	0,35	0,80	2131,7	4,85	72,52	14,93	32,57	213,04	0,01	0,13	0,53	14,95	0,15	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 1	0,35	0,80	1757,94	8,45	95,48	24,63	44,82	221,57	0,01	0,13	0,44	11,30	0,15	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 2	0,35	0,80	1384,95	1,48	106,97	29,10	7,01	221,57	0,00	0,13	0,35	72,28	0,15	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 3	0,35	0,60	1007,92	0,62	97,96	28,24	2,08	191,74	0,00	0,15	0,34	158,00	0,20	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 4	0,35	0,60	638,63	3,30	94,28	22,37	10,74	178,96	0,00	0,14	0,21	28,57	0,20	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	piso 5	0,35	0,60	267,29	3,03	100,44	11,23	7,27	140,61	0,00	0,11	0,09	33,15	0,20	4φ16+8φ10	4φ16+12φ10	17,52
	Pavimento	b	h	Esf Axial	Msd,ref,x	Msd,ref,y	M _{IG}	Mrd,ref,x	Mrd,ref,y	ux	uy	v	n	w 25%	φ	φ reforço	As ref
P58	terreo	0,35	0,60	1249,2	43,97	15,89	8,75	284,87	60,05	0,13	0,05	0,42	0,36	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 1	0,35	0,60	1042,52	93,45	40,41	14,60	284,87	71,85	0,13	0,06	0,35	0,43	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 2	0,35	0,60	824,1	84,37	37,37	17,32	284,87	73,61	0,13	0,06	0,27	0,44	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 3	0,35	0,60	603,28	88,49	42,49	16,90	262,96	73,65	0,12	0,06	0,20	0,48	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 4	0,35	0,60	376,57	85,57	44,17	13,19	219,13	65,98	0,1	0,05	0,13	0,52	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84
	piso 5	0,35	0,60	145,83	99,41	51,23	6,13	197,22	59,29	0,09	0,05	0,05	0,52	0,22	4φ16+4φ12	6φ16+6φ12	18,84

5.6. RESUMO DAS ARMADURAS ADOADAS NO REFORÇO ESTRUTURAL

5.6.1. LAJES

As armaduras adotadas no dimensionamento da estrutura nova podem ser observadas nas Figuras 5.9 e 5.10. A seguir são apresentadas as armaduras adotadas no reforço das lajes (Figura 5.59 e 5.60).

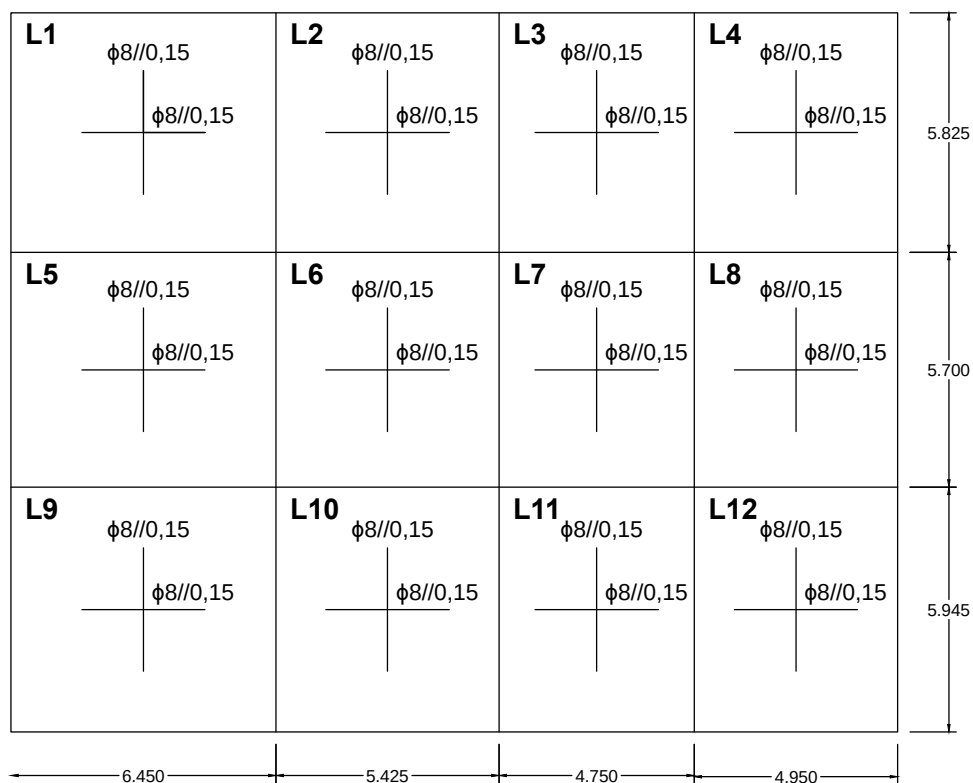


Fig. 5.59 - Armadura inferior de reforço das lajes

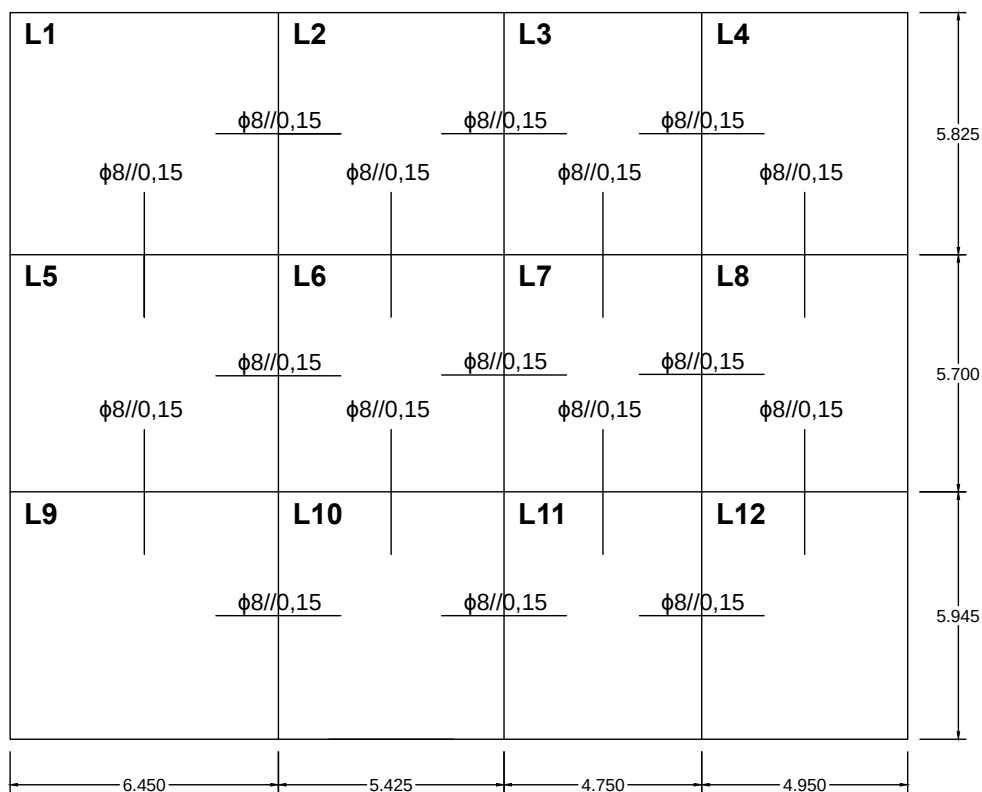


Fig. 5.60 - Armadura superior de reforço das lajes

5.6.2. VIGAS

A seguir são apresentadas as seções transversais das vigas do edifício, e, portanto, podem ser observadas as armaduras já existentes e também as armaduras adotadas para reforçá-las (Figura 5.61 e 5.62).

VIGA PISO	V1 / V4		V2 / V3	
	1º tramo	restantes tramos	1º tramo	restantes tramos
5				
4				
3				
2	Armadura existente: Inferior: 3φ16 Superior: 2φ20+1φ16 Est. φ8//0,125	Armadura existente: Inferior: 3φ12 Superior: 2φ16+1φ12 Est. φ8//0,20	Armadura existente: Inferior: 2φ20 Superior: 2φ20+1φ12 Est. φ8//0,125	Armadura existente: Inferior: 2φ16 Superior: 2φ20 Est. φ8//0,15
1	Armadura de reforço: Inferior: 3φ12 Superior: 3φ12 Est. φ8//0,25	Armadura de reforço: Inferior: 3φ12 Superior: 3φ12 Est. φ8//0,25	Armadura de reforço: Inferior: 3φ12 Superior: 3φ12 Est. φ8//0,25	Armadura de reforço: Inferior: 3φ12 Superior: 3φ12 Est. φ8//0,25
0				
-1				
-2				

Fig. 5.61 - Seção transversal e armaduras das vigas reforçadas V1 a V4

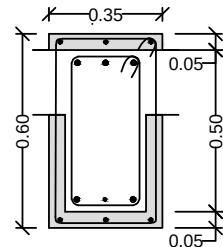
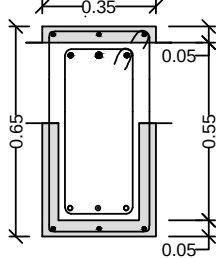
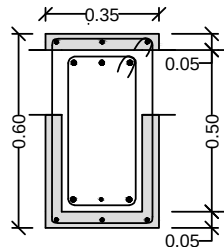
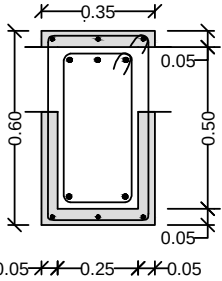
VIGA PISO	V5 / V8	V6	V7	V9
5				
4				
3				
2	 0.05 0.25 0.05	 0.05 0.25 0.05	 0.05 0.25 0.05	 0.05 0.25 0.05
1	Armadura existente: Inferior: 2ϕ16+1ϕ10 Superior: 3ϕ16 Est. ϕ8//0,15	Armadura existente: Inferior: 3ϕ16 Superior: 2ϕ16+1ϕ20 Est. ϕ8//0,125	Armadura existente: Inferior: 2ϕ16+1ϕ10 Superior: 3ϕ16 Est. ϕ8//0,125	Armadura existente: Inferior: 2ϕ16 Superior: 3ϕ16 Est. ϕ8//0,15
0	Armadura de reforço: Inferior: 3ϕ12 Superior: 3ϕ12 Est. ϕ8//0,25	Armadura de reforço: Inferior: 3ϕ12 Superior: 3ϕ12 Est. ϕ8//0,25	Armadura de reforço: Inferior: 3ϕ12 Superior: 3ϕ12 Est. ϕ8//0,25	Armadura de reforço: Inferior: 3ϕ12 Superior: 3ϕ12 Est. ϕ8//0,25
-1				
-2				

Fig. 5.62 - Seção transversal e armaduras das vigas reforçadas V5 a V9

5.6.3. PILARES

As Figuras 5.63, 5.64 e 5.65 apresentam as seções transversais dos pilares do edifício, e é possível observar as armaduras já existentes e também as armaduras adotadas para reforçá-los.

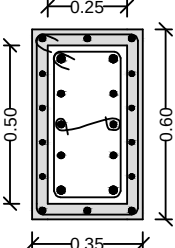
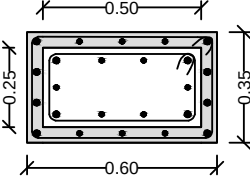
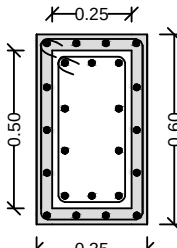
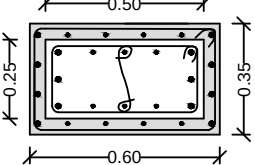
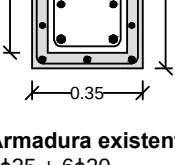
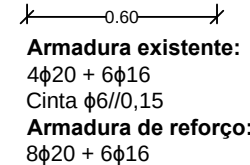
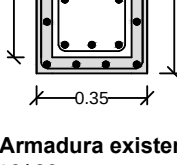
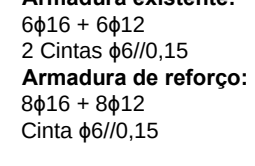
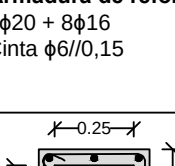
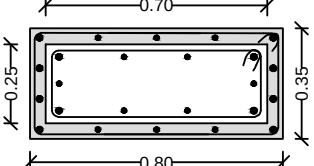
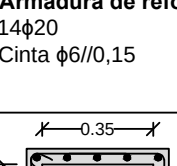
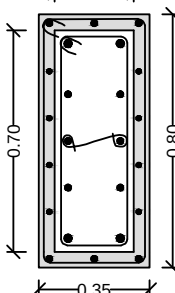
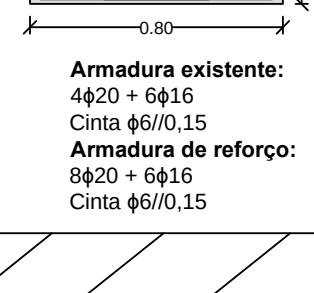
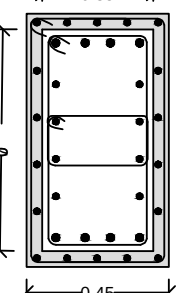
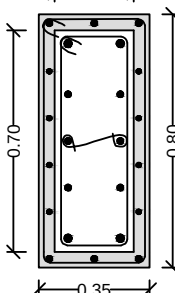
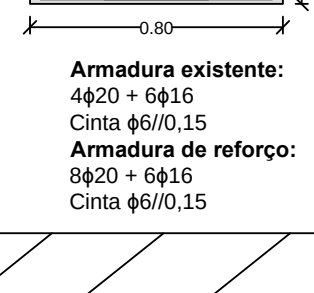
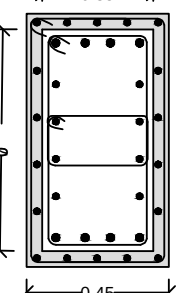
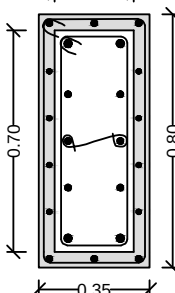
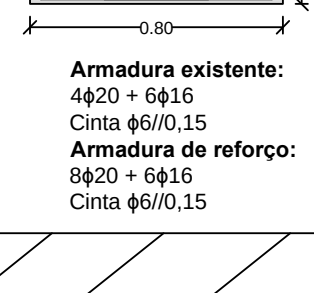
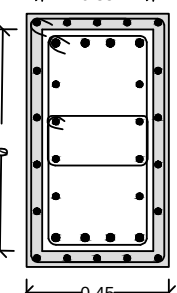
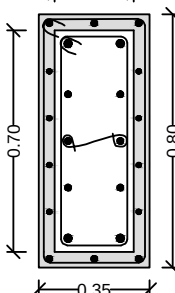
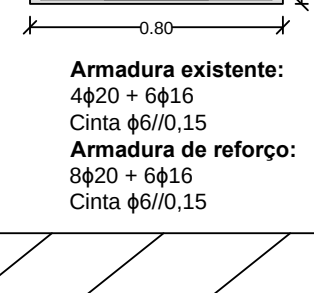
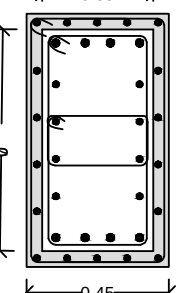
		PILARES DO ALINHAMENTO A		PILARES DO ALINHAMENTO B	
PILAR	PISO	P35/38	P36/37	P40/43	P41/42
5					
4					
3					
2					
1					
0					
-1					
-2					

Fig. 5.63 - Seção transversal e armaduras dos pilares reforçados dos alinhamentos A e B

PILAR PISO	PILARES DO ALINHAMENTO C		PILARES DO ALINHAMENTO D	
	P45/48	P46/47	P50/53	P51/52
5				
4				
3				
2				
1				
0				
-1				
-2				

Fig. 5.64 - Seção transversal e armaduras dos pilares reforçados dos alinhamentos C e D

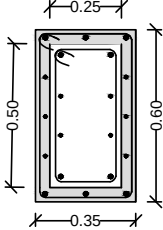
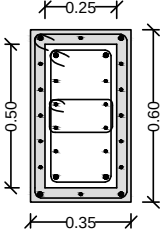
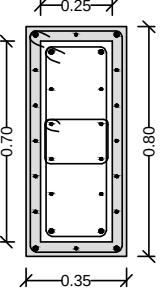
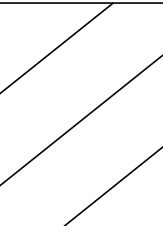
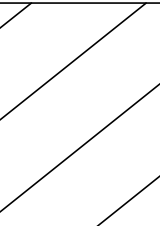
PILARES DO ALINHAMENTO E		
PILAR PISO	P55/58	P56/57
5		 Armadura existente: 4ϕ16 + 8ϕ10 2 Cintas ϕ6//0,15 Armadura de reforço: 4ϕ16 + 12ϕ10 Cinta ϕ6//0,15
4		
3		
2	Armadura existente: 4ϕ16 + 4ϕ12 Cinta ϕ6//0,15 Armadura de reforço: 6ϕ16 + 6ϕ12 Cinta ϕ6//0,15	 Armadura existente: 4ϕ16 + 8ϕ10 2 Cintas ϕ6//0,15 Armadura de reforço: 4ϕ16 + 12ϕ10 Cinta ϕ6//0,15
1		
0		
-1		
-2		

Fig. 5.65 - Seção transversal e armaduras dos pilares reforçados do alinhamento E

5.7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DO REFORÇO

A adoção de reforço por encamisamento em betão armado nos elementos estruturais verifica, no estado limite último de flexão, um ganho de resistência suficiente para que a segurança esteja garantida frente aos esforços atuantes.

Ao analisar a estrutura existente, antes da adoção do reforço e considerando um nível de corrosão das armaduras de 25%, notava-se uma não verificação da segurança para lajes, vigas e pilares. O cenário torna-se o oposto após adoção do encamisamento em betão armados dos elementos estruturais. Apesar do aumento dos esforços atuantes em virtude do acréscimo das dimensões destes elementos, tem-se ganhos de resistência significativos, garantindo de forma satisfatória a segurança no estado limite último de resistência da estrutura.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A reabilitação de estruturas é um tema que vem ganhando cada vez mais expansão devido ao estado de conservação de grande parte do edificado e ao decréscimo de construções novas. Assim, torna-se importante conhecer os mecanismos de deterioração do betão armado, as patologias que se podem encontrar nas estruturas, os ensaios existentes que são fundamentais para uma correta avaliação das anomalias e a normalização que serve de apoio às técnicas que visam proteger, reabilitar ou reforçar as estruturas de betão armado.

O presente trabalho apresentou um estudo aprofundado acerca da avaliação da segurança de estruturas existentes. Trata-se de um tema com elevado potencial de crescimento no ramo da Engenharia de Estruturas, no qual se objetiva o melhor custo/benefício diante da possibilidade de recuperar estruturas já existentes, garantindo sua segurança e maximização de sua existência.

Entretanto, o estudo da avaliação da segurança de estruturas existentes ainda é recente e não há ainda, por exemplo, uma norma portuguesa de aplicação corrente específica para o tema. Desta forma, este trabalho buscou fontes alternativas para uma abordagem ampla e detalhada da avaliação de segurança de estruturas existentes, especialmente no que se refere à redefinição dos coeficientes parciais de segurança.

Inicialmente, procurou-se introduzir os aspetos relacionados com a avaliação do comportamento estrutural. Para isso, é importante que se faça uma inspeção completa do edifício, de forma a efetuar um levantamento das características da construção e dos danos associados a ela, e assim realizar um Relatório de Inspeção e Diagnóstico fiável e bem sustentado para justificar qualquer ato de intervenção. Apresentou-se também as medidas de reforço passíveis de aplicação numa estrutura, bem como os métodos de proteção e reparação mais usuais.

Como mencionado, os códigos de betão armado correntes são definidos exclusivamente para estruturas novas, e os coeficientes parciais de segurança são demasiadamente conservativos para serem usados em estruturas existentes. Sendo assim, desenvolveu-se uma metodologia para avaliação da segurança estrutural de uma estrutura existente de betão armado, no estado limite último. Partindo de uma abordagem probabilística redefiniram-se coeficientes parciais de segurança, de modo a garantir um nível de fiabilidade necessário e um mínimo consumo de recursos possíveis. Portanto, tem-se geralmente a redução dos coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais e às ações, mantendo uma contribuição favorável para que a segurança da estrutura seja verificada. Caso não ocorra, conduz a uma solução de reforço mais adequada e mais otimizada em relação aos custos.

O processo de aplicação da metodologia desenvolvida é semelhante ao método dos coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de estruturas novas, exposto no Eurocódigo 0 [38]. A diferença consiste nos índices de fiabilidade β e nos períodos de referência considerados, como pode ser observado na demonstração dos cálculos para obtenção destes coeficientes no capítulo 3 do presente trabalho.

O capítulo 5 diz respeito ao estudo de caso, referente a um edifício de betão armado construído a cerca de 40 anos e que foi abandonado após a construção da estrutura. Avaliou-se a sua segurança com a introdução dos novos coeficientes parciais de segurança para uma estrutura existente e verificou-se a necessidade do reforço estrutural. Assim, com os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura reforçada, dimensionou-se o reforço, recorrendo a técnica de encamisamento com betão armado dos elementos estruturais. Trata-se de uma técnica muito comum, utilizada quando se pretende aumentar a capacidade resistente do elemento. Verificou-se, portanto, que os esforços atuantes não ultrapassam os esforços resistentes da estrutura reforçada, e desta forma, a segurança da estrutura está verificada.

Ainda durante o capítulo 5, comparou-se os esforços no caso de se utilizar os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura nova. Notou-se que os esforços atuantes e resistentes, em sua maioria, são superiores aos esforços quando se utilizou dos coeficientes parciais de segurança redefinidos para uma estrutura existente. Portanto, quando se utiliza coeficientes parciais de segurança para uma estrutura nova, mesmo para níveis mais baixos de corrosão (de 5 a 10%), verificou-se em alguns casos que a estrutura não estava segura. Este cenário é diferente ao utilizar os coeficientes parciais de segurança de uma estrutura existente, em que a não verificação da segurança ocorre apenas para situações com maiores níveis de corrosão (20 a 25%).

Desta forma, conclui-se que a utilização de coeficientes redefinidos para uma estrutura existente é de grande importância e relevância, pois traduz resultados mais adequados aos níveis de segurança mínimos exigidos, além de serem resultados mais ajustados de forma a não realizar intervenções desnecessárias.

Em relação aos desenvolvimentos futuros, para uma melhor avaliação da segurança de estruturas existentes, são necessários estudos mais aprofundados quanto aos coeficientes parciais de segurança relativamente às incertezas de modelação das ações face aos supostos danos existentes. Assim, seria possível distinguir com maior precisão o nível de danos encontrado na estrutura e, consequentemente, obter um maior rigor na avaliação da sua segurança.

Além disso, é importante que se obtenha com um maior rigor os coeficientes de variação para os parâmetros dos materiais, para então analisar o impacto que estes novos coeficientes de variação trazem na avaliação da segurança de uma estrutura existente.

Nesta dissertação foi aplicado um método de avaliação da fiabilidade estrutural, contudo existem mais métodos que podem ser aplicados, de forma a permitir um estudo comparativo mais preciso. Este estudo poderia caracterizar qual o tipo de metodologia de avaliação seria mais adequado a sistemas estruturais, caracterizando a sua complexidade e eficiência.

Finalmente, a aplicação da metodologia proposta ao longo do documento a mais casos de estudo seria vantajoso para validar a metodologia e avaliar as vantagens e desvantagens da sua aplicação para diferentes sistemas estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] FIB Bulletin No. 80. *Partial factor methods for existing concrete structures*. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2006a.
- [2] ISO 2394. *General principles on reliability for structures*. ISO/TC 98 Bases for design of structures, International Organization for Standardization, 2015.
- [3] ISO 13822. *Bases for design of structures*. ISO/TC 98/SC 2 Reliability of structures, International Organization for Standardization, 2010.
- [4] Tutikian, B., Pacheco, M. Inspección, diagnóstico y pronóstico em la Construcción Civil. In *Boletín Técnico*, pp. 3-15, ALCONPAT Internacional, Mérida, 2013.
- [5] ABNT NBR 5674. *Manutenção de edifícios: requisitos para o Sistema de gestão de manutenção*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012.
- [6] Arêde, A., Costa, A. *Inspeção e diagnóstico estrutural de construções históricas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002.
- [7] Guedes, J. M. *Metodologia geral de intervenção*. Apontamentos da disciplina “Reabilitação de Estruturas e Fundações”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2019.
- [8] NP EN 1504-1. *Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 1: Definições*, European Standard, CEN, Brussels, 2006.
- [9] Sousa, A. F. V. S. *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [10] Arêde, A. *Capítulo 2 - Caracterização e Avaliação do Estado de Estrutural*. Apontamentos da disciplina “Reabilitação de Estruturas e Fundações”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2019.
- [11] Júlio, E. S. *Avaliação in situ da resistência à compressão do betão*. 2º seminário – A intervenção do património. Práticas de Conservação e Reabilitação, FCTUC Coimbra, 2018.
- [12] Juvandes, L. F. P. *Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão usando materiais Compósitos de “CFRP”*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002.
- [13] Oz-Diagnóstico, Levantamento e Controlo de Qualidade em Estruturas e Fundações, Lda. *Ficha 1F001 – Ensaios Esclerométricos*. <http://www.oz-diagnostico.pt/fichas/1F%20001.pdf>. Março, 2020.
- [14] Progenie Engineering. *Detecção e Caracterização de armaduras e avaliação do seu recobrimento*. Janeiro, 2015.
<https://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:pe0xetypek0J:https://www.progenie-engineering.com/wp-content/uploads/2015/01/FT31.pdf%3Fx17288+&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br>. Março, 2020.
- [15] Batista, P. I. B., Silva, J. A. F., Macedo, J. V. S., Monteiro, E. C. B. *Inspeção e Recuperação de Estruturas de Concreto Armado: Estudo de caso da escola Politécnica de Pernambuco*. Revista Conapesc, 2018, Editora Realize, Recife, 2018.

- [16] Raisdorfer, J. W., Souza, D. J., Kruchelski, N., Nikkel, S., Torre, E. M., Lenczuk, B. T., Medeiros, M. H. F. *Carbonatação – Previsão da vida útil das obras de artes especiais*. 4^a ExpoPavimentação, Foz do Iguaçu, 2015.
- [17] Cordeiro, N. P. *Metodologia de avaliação da segurança de estruturas porticadas de betão existentes*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014.
- [18] Branco, F., Brito, J. *Diagnóstico e Patologia de construções em betão armado*. Apontamentos da disciplina “Patologia e Reabilitação da Construção”. Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2005.
- [19] BS EN 12390-6. *Testing gardened concrete Part 6: Tensile splitting strength of test specimens*. British Standards Institution (BSI), 2010.
- [20] Costa, A. *Patologia do Betão Armado – Anomalias e Mecanismos de Deterioração*. Apontamentos da disciplina “Reabilitação e Reforço de Estruturas”. Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2012.
- [21] Costa, A. *Corrosão do aço e deterioração do betão*. Apontamentos da disciplina “Reabilitação e Reforço de Estruturas”. Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2011.
- [22] Leão, J. P. T. M. *Caracterização de patologias e metodologias de reparação em estruturas hidráulicas em betão armado do tipo descarga de fundo*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2017.
- [23] <https://www.tecnosilbr.com.br/corrosao-de-armadura-o-que-cause-e-como-amenizar-esse-dano/> . Março, 2020.
- [24] Medeiros, M. H. F., Andrade, J. J. O., Helene, P. Concreto: Ciência e Tecnologia. In *Capítulo 22: Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto*, pp. 1-37, Geraldo Cechella Isaia, IBRACON, 2011.
- [25] FIB. *Model Code for Service Life Design*. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2006b.
- [26] ACI 201.1R-08. *Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service*. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.
- [27] ACI 365.1R-00. *Service-Life Prediction*. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002.
- [28] NP EN 206-1. *Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Comité Européu de Normalização (CEN), Bruxelas, 2007.
- [29] ABNT NBR 12655. *Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2006.
- [30] Matos, J. N. O. A. A. *Avaliação de Fiabilidade estrutural recorrendo a métodos de simulação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- [31] Henriques, A. A. R. *Texto de apoio à disciplina Segurança Estrutural*. Curso de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1998.
- [32] Bittencourt, T. N. *Introdução à Segurança das Estruturas*. Apontamentos da disciplina “PEF 3303 – Estruturas de Concreto I”. Universidade de São Paulo, 2016.
- [33] Santos, S. H. C. *Análise Probabilística de Segurança de Estruturas de Concreto Armado*. Palestra FEUP, 20 setembro 2018 – 12h - Sala G129. Escola Politécnica da Universidade do Rio de Janeiro, 2018.

- [34] ISO 6241. *Performance standards in building – Principles for their preparation and factors to be considered*. ISO/TC 59 Buildings and civil engineering works. International Organization for Standardization, 1984.
- [35] ASTM E632-82. *Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials*. American Society for Testing and Materials International, West Conshohocken, PA, 1988.
- [36] Neves, L. A. C., Cruz, P. J. S. *Introdução à Análise probabilística simplificada da segurança estrutural*. Engenharia Civil – UM, Número 12, pp. 65-80, Guimarães, 2001.
- [37] ISO 13823. *General principles on the design of structures of durability*. Technical Committee ISO/TC 98, International Organization for Standardization, Geneva, 2008.
- [38] NP EN 1990. *Eurocódigo 0 - Bases do projeto de estruturas*. Comité Europeu de Normalização, (CEN), Bruxelas, 2009.
- [39] NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas, 2010.
- [40] Cruz, M. J. A. *Avaliação da Segurança de Estruturas Existentes e Estudo do Reforço de um Edifício de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2016.
- [41] Henriques, A. A. R. *Structural Safety According to Design Codes: An Introduction*. Apontamentos da disciplina “Segurança Estrutural e Análise de Risco”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2018
- [42] Henriques, A. A. R. *Reliability Theory in Civil Engineering*. Apontamentos da disciplina “Segurança Estrutural e Análise de Risco”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2018.
- [43] CEB. *Bulletin d’information N° 162 – Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Up-grading (redesign)*. Comité Euro-International du Béton, Prague, 1983.
- [44] Varum, H. *Técnicas e intervenções de reabilitação e reforço estrutural*. Apontamentos da disciplina “Reabilitação de Estruturas e Fundações”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2019.
- [45] Correia, J. R. *Protecção, Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*. Apontamentos da disciplina “Reabilitação de Edifícios Contemporâneos”. Instituto Superior Técnica de Lisboa, 2011.
- [46] Reis, A. P. A. *Reforço de vigas de Concreto Armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1998.
- [47] Gomes, A., Appleton, J. *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções*. Revista Portuguesa de Engenharia das Estruturas (RPEE), N° 42, pp. 7-14, 1997.
- [48] Zucchi, F. *Técnicas para o reforço de elementos estruturais*. Dissertação de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria, 2015.
- [49] Sercel Soluções em Fibras. *Tipos de fibras: conheça as suas características*. 2017. <http://www.sercel.com.br/blog/tipos-de-fibras-conheca-as-suas-caractersticas.html>. Abril, 2020.
- [50] JCI TC 952. *JCI Committee TC952*. Japan Concrete Institute, Tokyo, 1998.

- [51] S&P. *Guia geral de Produtos: Reparação, proteção e reforço de estruturas de betão*. S&P, Clever Reinforcement Ibérica – Materiais de Construção, Lda. Simpson Strong-Tie.
- [52] NP EN 1991-1-4. *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento*. Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas, 2010.
- [53] NP EN 1998-1. *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas, 2010.
- [54] SAP 2000. *Structural Software for Analysis and Design*. Computers & Structures, Inc. (CSI), Califórnia, 1975.
- [55] Lima, J. D., Monteiro, V., Mun, M. *Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão*. REBAP-83, LNEC.

