

ESTRATÉGIAS PARA INTERVENÇÕES DE REPARAÇÃO E REFORÇO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil, Especialidade de Construção Urbana

Autor

Tiago André Pais Madeira Boto

Orientador

Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, dezembro de 2015

*"Each player must accept the cards
life deals him or her.
But once they are in hand,
he or she alone must decide
how to play the cards
in order to win the game."*

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação não poderia ter sido realizado sem a imprescindível ajuda de várias pessoas e entidades, pelo que expresso aqui a minha gratidão particularmente:

Ao Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo, meu orientador científico, pela disponibilidade, apoio colaboração e amizade manifestada durante a realização deste trabalho e ao longo de todo o meu percurso académico.

Ao Mestre Paulo Maranha Nunes Tiago, pela disponibilidade e partilha de referências bibliográficas para a realização da presente dissertação, assim como as sábias palavras e ensinamentos transmitidos ao longo do percurso académico.

Aos meus colegas de curso, especialmente ao João Carlos, Óscar Santos, e Helena Alves pela amizade, revisão e partilha de livros.

Um agradecimento especial ao pessoal que partilhou a casa em Coimbra durante o percurso académico e todos os amigos. Zé Miguel, Jorge, Renato e Paulo, a amizade e companheirismo foram muito importantes.

À Inês Castro, Joana Costa, Vanessa Simões e Teresa Loureiro pela disponibilidade na ajuda e revisão do documento.

À minha família, especialmente aos meus pais pelo apoio e incentivo, e conjuntamente com o meu irmão por continuarem-me a aturar! Sem eles nada seria possível!

RESUMO

Já se passaram algumas décadas desde que o betão é o principal material de construção que ergue cidades e estruturas nas civilizações contemporâneas. Num passado não muito longínquo, a área da durabilidade, manutenção e prevenção das estruturas de betão não foi vista como prioridade, chegando a ser negligenciada, por consequência hoje existem graves problemas nalgumas construções de betão. Por outro lado, devido ao excedente de construção habitacional em Portugal e à, a atual conjuntura económica/financeira que a Europa atravessa, o setor da construção tem sofrido um abrandamento acentuado. A consciência e postura de sustentabilidade das novas gerações e entidades competentes, acentuou a necessidade de preservar, reparar e reforçar muito do património no parque habitacional português e europeu.

O projeto de intervenção numa estrutura nunca é abordada da mesma maneira, não existem duas estruturas iguais, e há particularidades neste tipo de projetos que não existem num projeto de uma estrutura nova. Para intervir numa estrutura já construída é necessário um conhecimento abrangente em várias temáticas, tais como: regulamentação, métodos de avaliação de segurança, definição das características mecânicas dos materiais, técnicas de reparação e reforço, metodologias de diagnóstico e intervenção, comportamento estrutural, etc.

Atualmente existe muita informação acerca da temática de reparação e reforço de estruturas de betão armado, no entanto há ainda alguma falta de documentação onde a informação aparece de forma integral e objetiva.

Considando o apresentado anteriormente, tentou-se compilar informação sobre os principais assuntos que interessam a um projeto de reparação/reforço de estruturas de betão armado, nomeadamente as normas e legislação aplicável, exemplos de metodologias de inspeção e intervenção, os principais ensaios em laboratório e *in situ* para caracterização dos materiais, principais técnicas de reparação/reforço. Sobre este tópico e a título de exemplo, aprofundou-se com mais detalhe as considerações relativas ao dimensionamento com reforço com FRP's.

ABSTRACT

It has been a few decades since the concrete is the main building material used to raised cities and structures in the contemporary civilizations. In a not so distant past, the area of durability, maintenance and prevention of concrete structures has not been seen as a priority, being neglected and therefore today there are serious problems in some concrete structures. On the other hand due to the surplus of the housing construction in Portugal, and the current economic/financial that Europe is going through, the construction industry has been suffering a sharp slowdown. The consciousness and attitude of sustainability of the new generations and competent authorities accented the need to maintain, repair and enhance much of the Portuguese and European housing stock and patrimony.

The intervention project in a structure is never addressed the same way, there are not two equal structures, and there are special features on this type of project that do not exist a new structure project. To intervene in a structure already built, it is necessary comprehensive knowledge of various topics such as: regulations, safety assessment methods, definition of the mechanical characteristics of the materials, techniques of reparation and reinforcement, diagnostic and intervention methodologies, structural behavior and so on.

Currently there is a lot of information about the subject of reparation and reinforcement of reinforced concrete structures, however there is still some lack of documentation where the information appears fully and objectively.

Considering the previously presented, We tried attempt to compile the information on the main issues, which are of interest to the project of reparation/reinforcement of reinforced concrete structures, in particular the guidelines and applicable legislation, examples of inspection methodologies and interventions, the main tests in laboratories and in situ to characterize the materials, the main techniques in reparation/reinforcement. On this topic and for example, deepened in more detail considerations on the design with reinforcement with FRP's.

Palavras-chave

Patologias, Diagnostico, Inspeção, Ensaios in situ, Ensaios laboratoriais, Reforço Estruturas de Betão Armado.

KEYWORDS

Pathology, Diagnosis, Inspection, Testing situ, Laboratory tests, Reinforcement Concrete Structures.

Índice

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	1
ÍNDICE DE TABELAS	4
ACRÓNIMOS	4
SIMBOLOGIA	6
1 INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Enquadramento	13
1.2 Objetivos.....	14
1.3 Estrutura da dissertação	15
2 Normas, Regulamentação e Documentação técnica.....	17
2.1 Normas europeias mais relevantes e que devem consultadas na realização de um projeto de reabilitação estrutural	17
2.2 Importância da Norma EN NP 1504 em projetos de reforço/reparação	17
2.3 Os regulamentos publicados em Portugal na área do projeto estrutural.....	22
2.4 Por fim, aconselha-se consulta da seguinte documentação que apresenta recomendações relevantes para na realização de um projeto de reabilitação estrutural.....	22
3 Avaliação e diagnóstico do estado de conservação das estruturas de betão armado.....	25
3.1 Introdução	25
3.2 Metodologia de inspeção	25
3.3 Ensaios <i>in situ</i> e Ensaios laboratoriais	26
3.3.1 Análise e monitorização de vibrações em estruturas.....	26
3.3.2 Ensaios de ultrassons em betão	27
3.3.3 Detecção de armaduras com recurso do pacómetro	30
3.3.4 Detecção de corrosão em armaduras por medição dos potenciais elétricos.....	32
3.3.5 Determinação do teor de cloretos no betão	33
3.3.6 Ensaio de aderência por tração (<i>pull-off</i>).....	35
3.3.7 Resistência á compressão com recurso ao esclerómetro do tipo Schmidt.....	36
3.3.8 Avaliação da profundidade de carbonatação com indicador de fenolftaleína	38

3.3.9	Observação boroscópica de cavidades e fendas	40
3.3.10	Medição de deslocamentos em juntas e fendas com o alongâmetro	41
3.3.11	Determinação da resistência de betões a partir de provetes cilíndricos	42
3.3.12	Medição da espessura da seção através de ensaios impacto-eco.....	44
4	Patologias em Estruturas de Betão Armado	47
4.1	Introdução	47
4.2	Erros de projeto.....	48
4.3	Deficiente execução	49
4.4	Erros de Exploração/ Manutenção	49
4.4.1	Mecanismos Mecânicos.....	49
4.4.2	Mecanismos Químicos	52
4.4.3	Mecanismos Físicos.....	56
5	Reparação e Reforço de Estruturas de betão armado	59
5.1	Enquadramento Geral de uma intervenção de reforço.....	59
5.2	Aspetos técnicos a considerar em situações de reparação ou reforço estrutural.....	59
5.3	Metodologias de intervenção	60
5.4	Verificação da segurança de estruturas existentes	62
5.5	Caracterização do tipo de intervenção	65
5.6	Parâmetros principais a considerar no dimensionamento do Reforço	66
5.7	Mecanismos de transferência de tensões de acordo com CEB N°162.....	68
5.7.1	Transferência de tensões através de compressão direta, betão sobre betão.....	68
5.7.2	Transferência de tensões através de adesão betão/betão	69
5.7.3	Transferência de tensões através de fricção betão/betão	69
5.7.4	Transferência de tensões de compressão através camadas de resina.....	70
5.7.5	Transferência de forças das armaduras de reforço para armaduras de reforço ou armaduras existentes.....	72
5.8	Principais Técnicas de reparação e reforço estrutural.....	73
5.8.1	Métodos de proteção/reparação eletroquímica	73
5.8.2	Reforço de seções com encamisamento/colagem de chapas metálicas (EBR) Externally bonded reinforcement	82
5.8.3	Reforço de seções com encamisamento de betão armado.....	95

5.8.4	Reforço de estruturas em betão com colagem de compósitos FRP (Polímeros reforçados com fibras)	105
6	Exemplos de casos práticos de reparação e reforço	113
6.1	Cais de carga geral do porto de Aveiro.....	113
6.2	Viaduto Duarte Pacheco	117
6.3	Reabilitação da ponte cais da Trafaria.....	122
6.4	Reabilitação da ponte de Arrábida.....	125
7	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	130
7.1	CONCLUSÕES	130
7.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	130
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
	Anexo 1	141
8	Considerações gerais de reforço com FRP à flexão e corte em seções retangulares de acordo com ACI 440 e ACI 318.....	141
8.1	Reforço à flexão.....	143
8.1.1	Modos de ruína	143
8.1.2	Hipóteses básicas do dimensionamento	143
8.1.3	Critério de segurança da resistência à flexão.....	144
8.1.4	Nível de extensão no FRP	144
8.1.5	Nível de tensão no FRP	145
8.1.6	Fator de redução de ductilidade.....	146
8.1.7	Estados limites de serviço	146
8.1.8	Aplicação a seções retangulares	147
8.1.9	Tensão no aço para estados limites de utilização	150
8.1.10	Tensão no FRP para estados limites de utilização.....	152
8.1.11	Fluxograma para verificação da capacidade resistente da seção reforçada à flexão	153
8.2	Reforço ao esforço transversal de uma viga ou pilar de betão armado	155
8.2.1	Configurações geométricas de reforço	155
8.2.2	Resistência Nominal de corte	155
8.2.3	Valor de cálculo da contribuição do FRP.....	156
8.2.4	Tensão efetiva do FRP.....	157

8.2.5	Extensão efetiva para configuração de envolvimento total da seção com FRP	157
8.2.6	Extensão efetiva para configuração de envolvimento da seção com FRP em forma de U e nas duas faces	158
8.2.7	Coeficiente de redução ambiental C_e	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Peso (%) da Reabilitação Residencial na Produção Total da Construção para 14 países da Europa, (AECOPS, 2009).	14
Figura 2-1. Etapas de um processo de reparação/reforço (Silva, 2008)	21
Figura 3-1. Esquema do equipamento para registo de vibrações (oz diagnostico,2015).	27
Figura 3-2. Equipamento para ensaios de ultrassons no betão (ATCP Physical Engineering).....	28
Figura 3-3. Ilustração das três metodologias para realização de ensaios ultrassons (ATCP Physical Engineering).	28
Figura 3-4. Pacómetro (geotechpedia, 2012).	31
Figura 3-5. Equipamento para medição do teor de cloretos <i>in situ</i> (oz diagnostico, 2015).	34
Figura 3-6. Esquematisação do ensaio de aderência por tração <i>pull-off</i> . (oz diagnostico, 2015).	36
Figura 3-7. Esclerómetro de Schmidt (Nabrande, Wikipedia, 2015).	37
Figura 3-8. Reação da fenolftaleína numa carote de betão (oz diagnostico, 2015).	39
Figura 3-9. Esquematisação de um boroscópio (oz diagnostico, 2015).	40
Figura 3-10. Alongâmetro mecânico (oz diagnostico, 2015).	41
Figura 3-11. Extração de carote, com localização prévia da malha de armaduras (oz diagnostico, 2015).	43
Figura 3-12. Parte do equipamento para realização do ensaio (impacto-eco.impact Echo instruments, 2015).	44
Figura 4-1. Modelo de Tuutti; evolução dos níveis de deterioração ao longo da vida útil de uma estrutura. (Concrete Institute of Australia, 2015).	48
Figura 4-2. Modelo simplificado do processo de corrosão nas armaduras (A.Costa,1997).	54
Figura 4-3. Evolução dos níveis de concentração de CO ₂ nos últimos 50 anos.....	55
Figura 5-1. Comportamento teórico dos modelos de análise (Appleton, J.& Costa, A. 2011).	63
Figura 5-2. Tensão de corte em função da tensão normal em superfície de betão tratada com jacto de areia (CEB, Bulletin d'information n°162,1983).	70
Figura 5-3. Espessura da camada de resina e correspondente resistência à tração (CEB, Bulletin d'information n°162, 1983).	71
Figura 5-4. Tensão de corte em função do deslizamento para várias espessuras de chapa de aço coladas (CEB, Bulletin d'information n°162, 1983).	72
Figura 5-5. Transferência de forças através das armaduras de reforço (CED, 2015)	72
Figura 5-6. Esquema de proteção catódica por corrente imposta com recurso a ânodo inerte distribuído (adaptado de G. Kakuba, 2005).	75
Figura 5-7. Esquema de proteção catódica por corrente imposta com recurso a ânodos internos (adaptado de G. Kakuba, 2005).	75
Figura 5-8. Esquema de proteção catódica com recurso a ânodos de sacrifício, sem necessidade de fonte de corrente contínua (adaptado de G. Kakuba, 2005).	76
Figura 5-9. Malha de titânio (Global Sources 2015).	77
Figura 5-10. Fita de malha de titânio (Chemical Newtech 2015).	77
Figura 5-11. Ânodo de titânio ativado (Global Sources 2015).	78

Figura 5-12. Aplicação de tinta orgânica condutora (CONREHAB, Cathodic protection 2015).....	78
Figura 5-13. Ânodo enterrado de magnésio (AEGION, 2015).....	79
Figura 5-14.Sistema de ânodo adesivo de zinco (Jianhai Qiu, 2002).....	79
Figura 5-15.Ânodo de zinco envolvido em argamassa de elevada porosidade (CCASMI, Corrosion Services, 2015).....	80
Figura 5-16.Sistema de proteção catódica com malha de zinco (FOSROC, 2015).	80
Figura 5-17.Aplicação de metais por projeção em estrutura de betão armado (Structural Technologies, 2015)...	81
Figura 5-18. Diagrama de Pourbaix para Fe-H ₂ O a 25°C (SJSU,2015).	81
Figura 5-19.Reforço com encamisamento metálico elíptico para seções retangulares (Aboutaha, R.S et all., 1999).	84
Figura 5-20. Dimensões recomendadas no reforço à flexão de uma viga em betão armado. (Gomes, A., Appleton, J.1997).	84
Figura 5-21. Dimensões recomendadas no reforço ao esforço transversal de uma viga em betão armado. (Gomes, A., Appleton, J.).....	85
Figura 5-22. Deformação de pilares devido à formação de rótulas plásticas “ph-plastic hinges” (SCRIP academic publisher, 2015).	86
Figura 5-23.Esquemática de um encamisamento metálico (Chai Y. H. et al., 1991).....	86
Figura 5-24.Seção de betão confinada com anel e encamisamento metálico (Attard, M. M., Setunge, S., 1996). 87	
Figura 5-25. Modelo de cálculo de pilares à flexão composta (Gomes, A., Appleton, J.)	90
Figura 5-26. Modelo de cálculo à flexão de vigas reforçadas por colagem de chapas metálicas. (Gomes, A., Appleton, J.).....	91
Figura 5-27. Distribuição plástica das tensões de aderência. (Gomes, A., Appleton, J.).....	93
Figura 5-28 Encamisamento de pilares com betão armado (Santos, 2008).	95
Figura 5-29.Disposição das armaduras mais utilizado no encamisamento de vigas. (Gomes, A., Appleton, J.)... 96	
Figura 5-30. Disposição das armaduras mais utilizado no encamisamento de pilares. (Gomes, A., Appleton, J.).	97
Figura 5-31.Espessura a betonar em função do material e técnica utilizada. (Gomes, A., Appleton, J.).	97
Figura 5-32.Modelo de cálculo à flexão de vigas reforçadas por encamisamento de betão armado (Gomes, A., Appleton, J.).....	98
Figura 5-33. Modelo de cálculo para verificação da ligação betão existente/betão novo. (Gomes, A., Appleton, J.)	99
Figura 5-34.Pilar com encamisamento de betão armado total (Álvaro Sousa, 2008).....	102
Figura 5-35.Modelo de cálculo dos esforços resistentes à flexão composta (Álvaro Sousa, 2008).	104
Figura 5-36. Compósito de FRP (Formas Pré-Fabricada e Curada “in situ”) (L.Juvandes et all 2007).	106
Figura 5-37. Comportamento à tração de fibras e metais (ACI 440R-96, 1996).....	107
Figura 5-38. Aplicação do sistema FRP (adaptado de BASF, 2007).....	110
Figura 5-39.Fatores condicionantes para a durabilidade dos FRP’s.....	110
Figura 6-1. Vista do Cais de Carga do porto de Aveiro (LOURENÇO, Z. 2007).....	113

Figura 6-2 Corte da viga frontal, com a ilustração das diferentes zonas anódicas do sistema de proteção catódica. (LOURENÇO, Z. 2007).....	114
Figura 6-3 Instalação das fitas de malha de Ti/MMO (LOURENÇO, Z. 2007).....	115
Figura 6-4 Unidade Central de controlo e monitorização (LOURENÇO, Z. 2007)	115
Figura 6-5 Média dos valores do decrescimento do potencial (72 h) em função da densidade de corrente (LOURENÇO, Z. 2007).....	117
Figura 6-6. Vista geral viaduto Duarte Pacheco (http://www.panoramio.com , 2014).....	117
Figura 6-7 Alçado do Viaduto Duarte Pacheco (APPLETON, J: et al, 2004).....	118
Figura 6-8. Fendilhação das reações alcali-silica no betão nas vigas do tabuleiro (APPLETON, J: et al, 2004).119	
Figura 6-9. Fendilhação em pilar e trabalho de injeção (APPLETON, J: et al, 2004).....	120
Figura 6-10. Reabilitação de apoios moveis (APPLETON, J: et al, 2004).....	120
Figura 6-11. Substituição de apoios móveis bloqueados e deformados (APPLETON, J: et al, 2004).	120
Figura 6-12.Reforço com laminados de fibra de carbono (APPLETON, J: et al, 2004).	121
Figura 6-13.Reconstrução das lajes consola e dos passeios (APPLETON, J: et al, 2004).	121
Figura 6-14.Vista geral do viaduto Duarte Pacheco após intervenção (APPLETON, J: et al, 2004).	122
Figura 6-15. Ponte Cais da Trafaria (a2p estudos e projetos, 2004).....	122
Figura 6-16. Estado de degradação da estrutura (a2p estudos e projetos, 2004).	123
Figura 6-17. Intervenções nas vigas da ponte cais da Trafaria (a2p estudos e projetos, 2004).	124
Figura 6-18. Vista geral Ponte da Arrábida (Gaiurb 2015)	125
Figura 6-19. Ilustração do mapeamento das Patologias (APPLETON, J: et al, 2002).	126
Figura 6-20. Localização das zonas ensaiadas (APPLETON, J: et al, 2002).	127
Figura 6-21. Corrosão das armaduras (APPLETON, J: et al, 2002).....	128
Figura 8-1. Fator de redução do momento resistente em função da extensão do aço. (adaptado por Joaquim Barros et al).	146
Figura 8-2.Distribuição de extensões e de tensões, na verificação aos estados limites últimos (nas equações h foi substituído por df) (adaptado por Joaquim Barros et al.).	148
Figura 8-3. Distribuição de tensões e extensões na verificação dos estados limites de utilização (adaptado por Joaquim Barros et al.).	152
Figura 8-4.Diagrama para verificação aos ELU em reforço de seções em betão armado com FRP. (adaptado de Joaquim Barros et al.).	154
Figura 8-5.Configurações geométricas do reforço ao corte com FRP (ACI 440.2R-08).....	155
Figura 8-6.Valores correspondentes ao coeficiente ψ_f (adaptação de Joaquim Barros et al.).	156
Figura 8-7.Identificação dos parâmetros intervenientes na formulação do reforço com FRP (ACI 440.2R).	157

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1. Organização da Norma EN NP 1504.....	18
Tabela 3-1. Qualidade do betão em função da velocidade de propagação dos ultrassons. (Japanese Society of Construction).	30
Tabela 3-2.Risco de corrosão ativa em função do nível de potencial.....	33
Tabela 4-1. Características do betão em função da temperatura (Adaptado de: Rosso (1975), Neville (1923). ...	51
Tabela 5-1. Aspetos técnicos a considerar para situações de reparação e reforço (José Vasconcelos Paiva et all, LNEC 2006).....	60
Tabela 5-2.Metodologia a seguir para projeto de reparação/reforço (ACI Committee 364, 1999).	61
Tabela 5-3. Coeficiente ϕR para danos provocados por sismos (CEB, 1983).	64
Tabela 5-4. Coeficiente ϕR para danos provocados por incêndios (CEB, 1983).	64
Tabela 5-5. Coeficiente ϕR para danos provocados pela corrosão (CEB, 1983).	65
Tabela 5-6.Relação entre Coeficiente de Capacidade e Grau de Intervenção	66
Tabela 5-7. Coeficientes de minoração ($\gamma' C$) para betão cofrado em obra (CEB, 1983).	66
Tabela 5-8. Coeficientes de minoração ($\gamma' C$) para betão projetado (CEB, 1983).	66
Tabela 5-9. Coeficientes de minoração ($\gamma' S$) para Aço (CEB, 1983).....	67
Tabela 5-10.Força de Adesão consoante a interface de ligação	69
Tabela 5-11. Série galvânica dos materiais	74
Tabela 5-12.Propriedades das Principais Fibras (Manoochehr Zoghi, 2014).....	108
Tabela 5-13. Principais vantagens e desvantagens das fibras FRP (Álvaro Sousa, 2008).....	112
Tabela 6-1 Resultados obtidos durante dois ciclos de polarização/ despolarização (LOURENÇO, Z. 2007).....	116
Tabela 6-2 Média dos valores de decrescimento de potencial obtido em cada zona e em cada ciclo de polarização (LOURENÇO, Z. 2007).....	116
Tabela 0-1.Valores de coeficiente de minoração, CE	142
Tabela 8-2. Limite de tensão no FRP para carregamentos de longa duração e ações cíclicas.	147

ACRÓNIMOS

A - Fibra de Aramida;

ACI – American Concrete Institute;

AECOPS - Associação de Empresas de Construção Obras Publicas e Serviços;

AFRP – Aramid Fiber Reinforced Polymer / Polímero reforçado com fibras de aramida;

ASCE – American society of civil engineering;

ASTM – American Society for Testing and Materials;

A-HM – Fibras de Aramida de elevado módulo de elasticidade;

A-IM – Fibras de Aramida de módulo de elasticidade intermédio;

BRI – Building Research Institute;

C - Fibra de carbono;

CE – Marcação de no Espaço Económico Europeu;

CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer / Polímero reforçado com fibras de carbono;

CEN - Comité Europeu de Normalização;

CEB – Comité Européen du Béton;

CONREPNET - Thematic network on performance based rehabilitation of reinforced concrete structures;

CPF - Controlo de produção de fábrica;

CNR – Consiglio Nazionale delle Ricerche;

C-HM – Fibras de Carbono de elevado módulo de elasticidade;

C-HS – Fibras de Carbono de elevada resistência;

DEF – Delayed Ettringite Formation;

DSC – Differential Scanning Calorimetry;

DMTA – Dynamic Mechanical Thermal Analysis;

FRP – Fiber Reinforced Polymer;

G - Fibra de vidro;

GFRP – Glass Fiber Reinforced Polymer / Polímero reforçado com fibras de vidro;

G-S – Fibras de Vidro de elevada resistência;

G-AR – Fibras de Vidro de resistência média;

G-E – Fibras de Vidro com propriedades similares a G-AR, mas de densidade inferior;

IBC – International Existing Building Code;

JCI – Japan Concrete Institute;

JCSS – Joint Committee on Structural Safety;

K - Fibra de Kevlar;

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

NACE – National Association of Corrosion Engineers;

RBA – Regulamento do Betão Armado;

REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado;

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

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes;

SIMBOLOGIA

Maiúsculas Latinas

AgCl – Cloreto de prata

A_s^{eq} – Área de armadura equivalente

A_s^i – Área da armadura existente

A_s^r – Área da armadura de reforço

A_c^i – Área do betão existente

A_c^r – Área do betão de reforço

A_c^{cr} – Área do betão de recobrimento que não se considera confinado

A_s^r – Área da armadura de reforço

A_{sw}^i – Área da armadura de esforço transversal inicial por metro

A_s – Área da armadura convencional de tração

A_f – Área de FRP

A_{fv} – Área de reforço de FRP ao corte

A_b – Área da seção das armaduras longitudinais

A_{sj} – Área estimada dos anéis de aço;

CaCO₃ – Carbonato de Cálcio

Ca(HCO₃)₂ – Bicarbonato de Cálcio

Ca(OH)₂ – Hidróxido de Cálcio

CaO – Óxido de Cálcio

Cl⁻ – Cloro

Ca⁺ – Cálcio

CO₂ – Dióxido de Carbono

C_E – Coeficiente de redução da ação do meio ambiente

C_1 – Concentração de CO₂ no exterior [g/m³];

C_2 – Concentração de CO₂ na frente de carbonatação [g/m³].

D_j – Diâmetro externo do encamisamento;

D – Coeficiente de difusão do CO₂ no betão [m²/s];

E – Módulo de Elasticidade

E_{sj} – Módulo de elasticidade do aço de encamisamento

E_f – Módulo de elasticidade do FRP

F_b – Força de corte resistente de uma bucha metálica

Fe – Ferro

F_{ysj} – Tensão de cedência do aço de encamisamento;

F_{sd} – Força de tração de reforço

H_2O – Água

L – Comprimento da Ligação

L_K – Comprimento da chapa metálica

L_e – Comprimento de colagem efetivo do FRP

K – Coeficiente de carbonatação [$m \cdot s^{-0,5}$];

K – Potássio

$K_{inicial}$ – Características iniciais de rigidez

$K_{residual}$ – Características residuais de rigidez

K_2O – Óxido de Potássio

Mg – Magnésio

M_{Rd} – Momento resistente da seção reforçada

M_n – Momento fletor resistente de cálculo

M_u – Momento fletor solicitante da combinação mais desfavorável, N.mm

M_s – Momento no momento elástico do elemento

M_{RD} – Momento resistente

N_{Rd}^{final} – Esforço axial resistente afetado pelo coeficiente de monolitismo

N_{Rd} – Esforço axial resistente

N_{sd} – Esforço axial atuante

Na_2O – Óxido de Sódio

Na – Sódio

R_n – Resistência nominal de um elemento estrutural.

$R_{n\theta}$ – Resistência nominal de um elemento estrutural submetido a temperaturas elevadas

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente da estrutura

R'_d – Esforço de cálculo residual resistente

$R_{Inicial}$ – Características iniciais de resistência
 $R_{residual}$ – Características residuais de resistência
 R_r – Resistência da estrutura após reforço
 R_i – Resistência da estrutura supondo que é nova
 S_{sj} – Espaçamento igual à unidade;
 S'_d – Esforço de cálculo atuante
 SO_4 – Sulfato
 S – Espaçamento dos varões de aço
 S – Força
 S_d – Valor de cálculo atuante na estrutura
 T_c – Temperatura Crítica.
 T_g – Temperatura de transição vítrea
 T_{95} – Temperatura Característica.
 V_u – Resistência do pilar ao esforço transversal
 V_c – Resistência do betão ao corte
 V_s – Resistência das armaduras ao corte
 V_n – Resistência ao corte da contribuição das cargas verticais
 V_{sj} = Resistência mínima necessária ao corte do encamisamento de aço
 V_0 – Força de corte induzida pela capacidade de flexão máxima provável da rótula plástica.
 V_{sd} – Valor de cálculo do esforço transversal atuante
 $V_{Rd,max}$ – Esforço transversal máximo
 V – Velocidade de propagação do impulso ultra-sónico do betão
 $V_{Rd,max}$ – Esforço transversal máximo
 V_{sd} – Valor de cálculo do esforço transversal atuante
 V_d – Velocidade do som pelo método direto;
 V_i – Velocidade do som pelo método indireto;
 V_p – Velocidade ultrassónica (Km/s)
 W – Watt; unidade de medida de potência elétrica no sistema internacional de unidades
 W_{AP} – Ações permanentes.
 W_{Sob} – Ações da sobrecarga
 Z_{eq} – Braço equivalente da seção reforçada

Z_i – Braço da seção de betão relativamente à armadura existente

Z_r – Braço da seção de betão relativamente à armadura de reforço

Minúsculas Latinas

a – Quantidade necessária para carbonatar uma unidade de volume de betão [g/m³];

b – Largura da chapa metálica

b_r – Largura da seção de betão reforçada

b_i – Largura da seção de betão da viga inicial

b_r – Largura da seção de betão reforçada

b_k – Largura da seção retangular de betão

c – Distancia da fibra mais comprimida ao eixo neutro

d_{eq} – Altura útil equivalente da seção reforçada

d_r – Altura útil da seção reforçada relativamente à armadura de reforço

d_i – Altura útil da seção reforçada relativamente à armadura existente

d_s – Distancia entre a fibra do betão mais comprimida e o centro geométrico da armadura de tração

d_f – Altura total do elemento de betão armado

d_{fv} – Altura útil do reforço de FRP.

d_{sj} – Espessura da placa de encamisamento metálico;

f_c – Resistência do betão à compressão.

f_{cd} – Valor de cálculo da resistência à compressão do betão

f_{fe} – Tensão de tração efetiva no FRP

f_l – Tensão máxima de confinamento do encamisamento de aço;

f_{yj} – Tensão limite de proporcionalidade do aço;

f'_{cc} – Resistência à compressão do betão confinado

f'_c – Resistência à compressão do betão não confinado

f'_l – Tensão máxima de confinamento do encamisamento de aço

f_y – Tensão de cedência das armaduras longitudinais

f_{syd}^i – Tensão de cedência de tração da armadura existente

f_{syd}^r – Tensão de cedência de tração da armadura de reforço

f_{syd}^i – Tensão de cedência de tração da armadura existente
 f_{ctm} – Resistência média à tração do betão.
 f_{fu} – Resistência última de cálculo do FRP
 $f_{cd,cf}$ – Valor de cálculo corrigido da resistência á compressão do betão
 f_{fu}^* – Resistência última do FRP segundo o fabricante
 f_{fe} – Tensão efetiva no FRP; nível alcançado na rotura da seção.
 $f_{s,s}$ – Tensão para o aço não pré-esforçado para estados limites de utilização
 f_{sy} – Tensão de cedência para o aço não pré-esforçado
 $f_{c,s}$ – Resistência de compressão do betão para estados limites de utilização
 f_s – Tensão de tração no aço.
 $f_{f,s}$ – Tensão no FRP causado pelo momento no regime elástico do elemento de betão armado
 k – Razão entre a profundidade do eixo neutro e a profundidade medida no mesmo lado do eixo neutro
 k_v – Coeficiente de redução de aderência
 k_1 – Coeficiente que tem em conta a resistência do betão
 k_2 – Fator que tem em conta a configuração do reforço
 l_s – Comprimento de emenda dos varões
mV – milivolt, (Volt é a unidade de tensão elétrica ou diferença de potencial elétrico)
 n – Número de buchas colocadas no comprimento $L/2$
 n_f – Número de camadas de FRP
 p – Diâmetro equivalente do betão fissurado em torno da armadura longitudinal
 s_f – Espaçamento do FRP na direção do eixo da viga.
 t – Tempo [s].
 t_j – Espessura do encamisamento;
 t_f – Espessura de cada camada de FRP
 w_f – Largura por unidade de FRP
 χ – Profundidade de carbonatação [m];

Maiúsculas Gregas

ΔL – Variação de Comprimento

\emptyset – Coeficiente de ductilidade.

θ – Angulo das bielas do betão

Φ – Coeficiente de capacidade

Minúsculas Gregas

α_{cw} – Fator que tem em conta o estado de tensão na biela comprimida

β – Orientação das fibras de FRP.

β_1 – Factor de transformação do diagrama de tensões, podendo assumir-se 0.8

γ_c – Coeficiente de minoração das propriedades resistentes do betão em estruturas novas

$\gamma_{n,R}$ – Coeficiente de monolitismo para a flexão ($\gamma_{n,R} = 0.9$ valor sugerido por Eurocódigo 8 parte1.4)

$\gamma_{n,V}$ – Coeficiente de monolitismo para a esforço transversal ($\gamma_{n,V} = 0.8$ valor sugerido por Eurocódigo 8 parte1.4)

γ'_c – Coeficiente de minoração para betão projetado e cofrado em obra

γ'_s – Coeficiente de minoração para aço

$\gamma_{n,R}$ – Coeficiente de monolitismo

γ_1 e β_1 – Coeficientes Multiplicadores de, f_c , para determinar a tensão equivalente do betão à compressão

γ_g – Coeficiente de majoração de ações permanentes em estruturas novas

γ'_q – Coeficiente de majoração de ações variáveis em estruturas existentes

γ_q – Coeficiente de majoração de ações permanentes em estruturas existentes

δ – Deformação

ε_{fu} – Extensão última de cálculo do FRP

ε_{fu}^* – Extensão última do FRP segundo o fabricante

ε_{fd} – Valor de cálculo da extensão de rotura do FRP

ε_{fe} – Extensão efetiva do FRP

ε_{cu} – Extensão máxima admitida no betão comprimido

ε_{bi} – Extensão do betão no substrato (betão de recobrimento) no momento de instalação do FRP

ε_s – Extensão nas armaduras

ε_{bi} – Extensão do betão (betão de recobrimento) no momento de instalação do FRP

ε_{sy} – Extensão nas armaduras correspondente á tensão de cedência

ε_f – Extensão no FRP

ξ – Fator de Correção (depende da compactação, da fluidez e das adições presentes no betão)

ρ_s – Percentagem de reforço da armadura convencional

ρ_f – Percentagem de reforço de FRP

σ_{sd} – Tensão normal aplicada

σ_{Rd} – Tensão normal resistente

σ_N – Tensão Normal

τ_{sd} – Tensão de corte aplicada

τ_{Rd} – Tensão de corte resistente

τ_R – Tensão de Corte

τ_1 – Tensão tangencial na seção do betão existente

τ_2 – Tensão tangencial na seção do betão novo e o betão existente

$\tau_{máx}$ – Tensão tangencial limite

τ_{sd} – Tensão de aderência resistente aço/resina/betão

ϕ – Fator de redução de resistência ACI 318-05 ($\phi = 0.85$)

ϕ_R – Coeficiente empírico para redução de resistência

ϕ_K – Coeficiente empírico para redução de rigidez

μ – Coeficiente de Fricção

v_1 – Fator redutor da tensão de compressão do betão fendilhado

ψ_f – Coeficiente de minoração da resistência do FRP; na flexão pode assumir-se 0.85

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

“O betão armado surge como elemento primordial nas construções em Portugal logo após o início da produção em 1894, de cimento Portland na Fábrica de Cimento Tejo, em Alhandra. A construção da Igreja de N.^a Sr.^a de Fátima em 1938 nas Avenidas Novas, marcou o início do atual domínio do betão armado nos nossos hábitos construtivos”. (Coias, 2006).

O betão, é um material heterogéneo, caracterizado pela estrutura porosa, constituído essencialmente por cimento, agregados, brita, areia, água e nalguns betões por adjuvantes e adições tais como sílicas de fumo, cinzas volantes e escórias. Como o betão é um material que pode apresentar uma boa trabalhabilidade no estado fresco e uma elevada resistência mecânica (resistência à compressão) foi utilizado exaustivamente na construção!

A durabilidade do betão é influenciada pela sua composição (razão água-cimento, quantidade mínima e tipo de cimento), recobrimento das armaduras, fendilhacão, processo de cura, entre outros factores. As propriedades do betão vão-se alterando ao longo do tempo, por isso a análise de uma estrutura de betão já construída deve ser diferentes, adaptada, comparativamente com uma a análise de betão armado nova. Portanto, todas as estruturas de betão armado devem ser um alvo de uma atenção especial tanto na sua execução, como durante as fases de intervenção durante o seu período de vida útil.

“Entende-se por reparação todas as ações que visam repor os níveis de desempenho da estrutura para os padrões inicialmente previstos ou que visam corrigir e prevenir os efeitos da degradação da estrutura. Uma intervenção de reforço define-se como uma Ação que incide sobre o comportamento da estrutura, visando o aumento da resistência e/ou ductilidade dos seus elementos, melhorando assim o desempenho da estrutura relativamente ao seu estado inicial.” (Rodrigues, 2005).

Para tomar a decisão de reforçar ou reparar um a estrutura, é absolutamente necessário efetuar um estudo prévio da estrutura já existente, onde são necessárias observações *in situ*, que na maioria das vezes são complementadas com a realização de ensaios. O historial da estrutura também tem que ser analisado, fatores como redistribuição de cargas, carregamentos sucessivos e/ou excessivos, efeitos de retração e fluência são condicionantes importantes que devem ser conhecidos para que a intervenção de reparação ou reforço seja bem-sucedida. Geralmente, a decisão de reparar ou reforçar uma estrutura depende do resultado da inspeção à estrutura existente e da análise da relação custo/benefício (Rodriguez, 1991).

A reparação e reforço estrutural do património construído, dependendo do grau e extensão das intervenções, têm implicações de ordem arquitetónica, estrutural, económica histórica e social, pelo que todos os aspetos deverão ter tido em conta (LNEC, Pompeu 2008).

De acordo com o trabalho de J.A.Vieitez e J.L.Ramirez (1984), os principais fatores que levam à necessidade de reparação e reforço são: a existência de erros de projeto presentes em 51,5% dos casos; e os agentes agressivos de degradação são a razão para 31% das situações. Em relação aos defeitos de execução, estes estão presentes em cerca de 38,5% dos casos, mas apenas 18,7% é que conduzem a intervenções. Os defeitos na qualidade dos materiais aparecem em 16,2% dos casos. Por fim, o mau uso ou falta de manutenção das estruturas justificam 13,4% das intervenções, e as causas naturais excepcionais justificam apenas 4%. Os resultados apresentados são referentes a Espanha mas são substancialmente parecidos com estatísticas nos restantes países europeus.

Segundo o relatório da AECOPS Portugal ainda tem grande carência no peso da reabilitação em função da produção total da construção com cerca de 7%. O país que lidera o volume de produção no sector da reabilitação é a Alemanha com cerca de 33%, seguindo-se a Itália com 29% e a Finlândia com 26%.

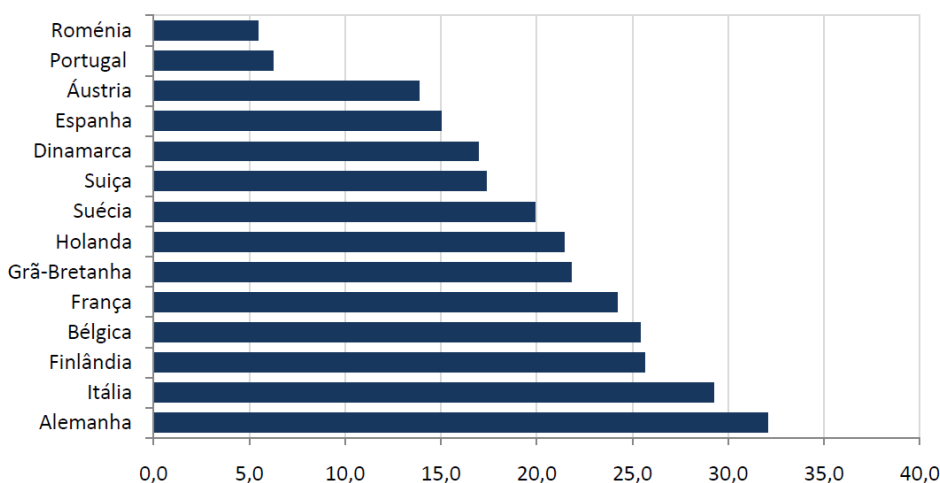


Figura 1-1. Peso (%) da Reabilitação Residencial na Produção Total da Construção para 14 países da Europa, (AECOPS, 2009).

Existem hoje várias técnicas de reparação e reforço de estruturas de betão armado, umas com mais aplicação que outras, mas que partilham o objetivo comum de aumentar a durabilidade e a capacidade resistente da construção. Seja qual for a técnica escolhida, todas devem seguir um conjunto de considerações recomendações. Neste tipo de intervenções necessário não só conhecer bem a técnica de reforço ou reparação, mas também as características dos materiais empregues e garantir que a sua aplicação é a mais correta.

1.2 Objetivos

O trabalho desenvolvido nesta dissertação tem como principal objetivo sistematizar a informação de um projeto de reforço/reparação em estruturas de betão armado. A presente compilação bibliográfica refere um conjunto de estratégias que os intervenientes, na elaboração de um projeto de reforço em estruturas de betão armado, podem consultar e assim enriquecer

os conhecimentos necessários na elaboração deste. Como objetivo mais específico procurou-se com este documento contribuir para o esclarecimento dos seguintes tópicos:

- Qual a regulamentação aplicável, normas e boletins técnicos (neste assunto dar-se-á grande relevância à Norma EN NP 1504);
- Breve descrição das metodologias de inspeção, caracterização das propriedades dos materiais através de ensaios laboratoriais e *em situ*;
- Identificação dos principais erros de exploração e manutenção que estão associados às patologias em estruturas de betão armado;
- Apresentação das principais técnicas de reparação/reforço com especial ênfase na utilização de FRP's;
- Introdução do mecanismo de transferência de tensões, ao abrigo do CEB boletim nº162, e descrição geral da metodologia em caso de reforço estrutural;
- Considerações gerais sobre o dimensionamento do reforço à flexão e ao corte de seções retangulares em betão armado.

1.3 Estrutura da dissertação

A estrutura desta dissertação está organizada em seis capítulos, incluindo a introdução, conclusões e desenvolvimentos futuros, as referências bibliográficas e um anexo. Segue-se a descrição de cada capítulo abrangendo os objetivos gerais pretendidos.

No Capítulo 1, onde se encontra a introdução, procurou-se dar a conhecer a importância do betão como material na engenharia civil, expondo o porquê da necessidade em reparar e reforçar as estruturas de betão armado.

No Capítulo 2, descreve-se de forma sucinta e atualizada as Normas, Regulamentação e documentação técnica que abrange uma intervenção de reparação e reforço em estruturas de betão armado, dando especial ênfase e descrição à norma EN NP 1504.

O Capítulo 3, reporta a avaliação e diagnóstico do estado de conservação das estruturas de betão armado, sugerindo uma possível metodologia de inspeção. São descritos vários ensaios *in situ* e em laboratório, detalhando os mais utilizados e aqueles que melhor ajudam a caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais assim como o estado de conservação da estrutura.

Apresentam-se no Capítulo 4, as causas das patologias mais comuns nas estruturas, nomeadamente, os erros de projeto e as causas dos principais erros cometidos no processo de execução. São ainda indicados os mecanismos mecânicos, químicos e físicos de deterioração das estruturas de betão armado.

O Capítulo 5 reporta um dos principais capítulos da dissertação, as técnicas de reparação e reforço de estruturas em betão armado. Começando com uma breve introdução e depois, passando para os aspetos técnicos que devem ser tidos em consideração no projeto de intervenção numa estruturas de betão armado. Descreve-se ainda uma possível metodologia de

intervenção sugerida pelo ACI Committee 364., onde os seguintes itens são abordados breve caracterização do tipo de intervenção, verificação da segurança das estruturas existentes, e parâmetros principais no dimensionamento de reforço. No reforço estrutural é fundamental compreender o mecanismo de transferência de tensões. Neste capítulo são descritos minuciosamente cinco mecanismos de transferência de tensões, de acordo com o boletim nº162 do CEB.

Já no capítulo 6 capítulo apresenta-se 4 exemplos de casos reais de reparação e reforço em estruturas de betão armado, expondo as patologias o procedimento adotado, material utilizado, recomendações, dimensionamento, etc.

As conclusões finais acerca de toda a abordagem feita na temática de reparações e reforço em estruturas de betão armado, assim como a sugestão dos desenvolvimentos futuros encontram-se no Capítulo 7.

A dissertação termina com as referências bibliográficas que serviram de suporte na concretização da mesma.

Na seção de anexo, seguindo o ACI 440 e o ACI 318, são descritas considerações gerais acerca do critério de dimensionamento de reforço à flexão e ao esforço transversal com recurso a FRP's para secções retangulares.

2 Normas, Regulamentação e Documentação técnica

A facilidade de acesso e partilha de informação técnica é cada vez maior, e o trabalho de investigação científica realizado nos últimos anos conduziu a um vasto leque de informação na temática da reparação/reforço de estruturas de betão armado.

À semelhança de um projeto de uma estrutura nova de betão armado, a realização de um projeto de reparação ou reforço em estruturas de betão armado existentes, deve ter em consideração a regulamentação nacional, códigos europeus em vigor. Na falta de regulamentação nacional ou em complemento desta, deve-se recorrer a regulamentos, normas internacionais ou documentação técnica de referência, emitidos por entidades credíveis.

Porém, este tipo de recomendações nem sempre é seguida na prática, conduzindo, por vezes, a prejuízos para o projetista e para o dono de obra, resultantes da redução dos padrões de qualidade exigidos. De acordo com um artigo do CONREPNET em 2004 “Vinte e cinco por cento dos donos-de-obra estão descontentes com o desempenho dos materiais de reparação e proteção no período de 5 anos após a reabilitação; setenta e cinco por cento estão insatisfeitos no período de 10 anos!” (CONREPNET, 2004).

Realça-se a importância da necessidade em avaliar em cada situação qual é a documentação técnica adequada, pois não existem dois projetos iguais.

2.1 Normas europeias mais relevantes e que devem consultadas na realização de um projeto de reabilitação estrutural

- Eurocódigo 1 - Bases de Projeto e Ações em Estruturas (CEN, 2002).
- Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão (CEN, 2004).
- Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico (CEN, 2004).
- Eurocódigo 8 - Parte 1-4: Reforço e Recuperação de Edifícios (CEN, 2004).
- Norma EN NP 1504 - Produtos e Sistemas para a Proteção e Reparação de Estruturas de Betão.

2.2 Importância da Norma EN NP 1504 em projetos de reforço/reparação

Como resultado da lacuna de normas e regulamentação nesta área, foi criado a Norma NP EN 1504 pelo Comité Europeu de Normalização (CEN) com o título de “Produtos e sistemas para a proteção reparação de estruturas de betão”, em meados da década de 80, apresentando um conjunto de normas alusivas à reparação e proteção de estruturas de betão. Com esta norma o projetista pode, em função das características da obra, fazer a melhor opção com abrigo de um documento normativo. Desde 1 de Janeiro de 2009 que a Norma NP EN 1504 está implementada por todos os organismos do CEN. Salienta-se que ao tornar esta norma nacional por cada um dos países, foram retiradas em Dezembro de 2008 todas as normas que estariam em conflito com esta. Esta norma reúne toda a informação sobre produtos e

sistemas para a manutenção e proteção, reabilitação e reforço de estruturas de betão (Silva, 2008).

Para uma melhor organização e consulta, a norma encontra-se dividida em dez partes, como descrito na tabela que se segue.

Tabela 2-1. Organização da Norma EN NP 1504

Número do Documento	Descrição
EN 1504- 1	Descreve os termos e definições compreendidos na norma
EN 1504- 2	Fornece especificações para produtos/sistemas de proteção superficial do betão
EN 1504- 3	Fornece especificações para a reparação estrutural e não-estrutural
EN 1504- 4	Fornece especificações para colagem estrutural
EN 1504- 5	Fornece especificações para injeção do betão
EN 1504- 6	Fornece especificações para ancoragem de armaduras
EN 1504- 7	Fornece especificações para proteção contra a corrosão das armaduras
EN 1504- 8	Descreve o controlo da qualidade e avaliação da conformidade das empresas fabricantes
EN 1504- 9	Define os princípios gerais para o uso de produtos e sistemas, na reparação e proteção de betão
EN 1504- 10	Fornece informação sobre a aplicação e o controlo da qualidade dos trabalhos

A primeira parte (EN NP1504-1), como referido no quadro anterior, remete para os termos e definições gerais compreendidos na norma. Estas definições são então orientadas para a classificação, constituição química, e definições dos principais produtos, abordando também os sistemas para a reparação, proteção, manutenção e reforço de estruturas de betão armado.

A parte 2 da NP EN 1504 (2006), especifica os sistemas para a proteção superficial do betão, em estruturas novas ou todas as que necessitem de intervenções de reparação e/ou reforço. Caracteriza e descreve o desempenho de cada um dos sistemas de acordo com os requisitos mínimos definidos pela norma, e de acordo os princípios definidos na parte 9 (incluindo aspetos de durabilidade).

A parte 3 da NP EN 1504 (2006), especifica as reparações estruturais e não estruturais nomeadamente betões e argamassas caracterizadas em 4 classes (R4, R3, R2,e R1). Estas classes estão subdivididas em argamassas de reparação estrutural e não estrutural, quer isto dizer que o projetista tem ou não de considerar as transferências de carga. Esta parte enuncia também os requisitos necessários, características de desempenho (incluindo aspetos de durabilidade) dos produtos utilizados em reparações estruturais e não estruturais, para prolongar a vida útil das estruturas.

A parte 4 da NP EN 1504 (2006), especifica sistemas e características de desempenho (incluindo aspetos de durabilidade) para os produtos utilizados na reparação e reforço de estruturas de betão através de:

- Colagem através de placas exteriores em aço, compósitos armados com fibras, ou outros materiais que verifiquem os requisitos necessários.
- Colagem de componentes betão endurecido sobre betão endurecido, geralmente esta prática é efetuada com elementos de betão pré-fabricado.
- Utilização de uma cola adesiva de junta entre uma superfície de betão fresco com uma superfície de betão endurecido, resultando em uma nova estrutura.

A parte 5 da NP EN 1504 (2006), especifica sistemas e características de desempenho (incluindo aspetos de durabilidade) para produtos de injeção para tratamento de fendas com larguras entre 0.1 e 0.8mm, medido à superfície. As características de desempenho dividem-se em 3 classes referidas:

- Característica de desempenho e requisitos à base de poliuretanos e acrílicos, utilizados para o enchimento dúctil de fendas.
- Característica de desempenho e requisitos à base de epoxys, poliésteres e produtos de base cimentosa, utilizados para o enchimento de fendas com transmissão de forças.
- Característica de desempenho e requisitos à base de poliuretanos e acrílicos para enchimento expansivo das fendas.

A parte 6 da NP EN 1504 (2008), especifica sistemas e características de desempenho (incluindo aspetos de durabilidade) e segurança de produtos utilizados na realização de ancoragens, para deste modo funcionarem como uma estrutura monolítica, seja em estruturas que necessitem de reparação ou reforço. Esta parte da norma abrange especificações do Princípio 4 (reforço estrutural) - método 4.2 e a parte 9 “ “Instalação de armaduras aderidas em orifícios preformados ou perfurados no betão”

A parte 7 da NP EN 1504 (2008) especifica sistemas e características de desempenho (incluindo aspetos de durabilidade) de produtos de proteção contra a corrosão das armaduras. Esta parte refere particularmente dois tipos de revestimento de armaduras:

- Revestimento ativo para armaduras; estes revestimentos contêm pigmentos electroquimicamente ativos fornecendo proteção catódica ou então funcionam apenas inibidores, um exemplo é o cimento Portland devido à sua elevada alcalinidade
- Revestimentos de barreira; este tipo de revestimento de base polimérica isola a armadura da água envolvente na matriz cimentosa.

A parte 8 da NP EN 1504 (2006), especifica ensaios para verificação de conformidade, rotulagem e marcação CE dos produtos. Menciona também que os produtos usados em reparação e reforço de estruturas de betão armado, têm que verificar um requisito de conformidade designado por 2+, que significa que os produtos precisam de verificar:

- Controlo de produção de fábrica (CPF),
- Ensaio de tipo iniciais;
- Inspeção e fiscalização contínua e aprovação do CPF;
- Fiscalização contínua, avaliações e aprovações do CPF;

A parte 9 da NP EN 1504 (2009), especifica métodos e princípios gerais da reparação de betão, baseados na experiência e no sucesso de muitos anos. No entanto é admitida a opção de utilização, ou necessidade de novos métodos em certas condições específicas.

Os 11 princípios referidos pela norma, estão organizados essencialmente em duas partes:

- Defeitos do betão devido à deterioração; princípio 1 ao 6
- Defeitos das armaduras devido à deterioração: princípio 7 ao 11

O método apresentado pela parte 9 da norma, e exemplificado na figura seguinte, representa as quatro fases de reparação de uma estrutura de betão armado: a fase de diagnóstico, a fase deliberativa, a fase de dimensionamento e a fase de execução.

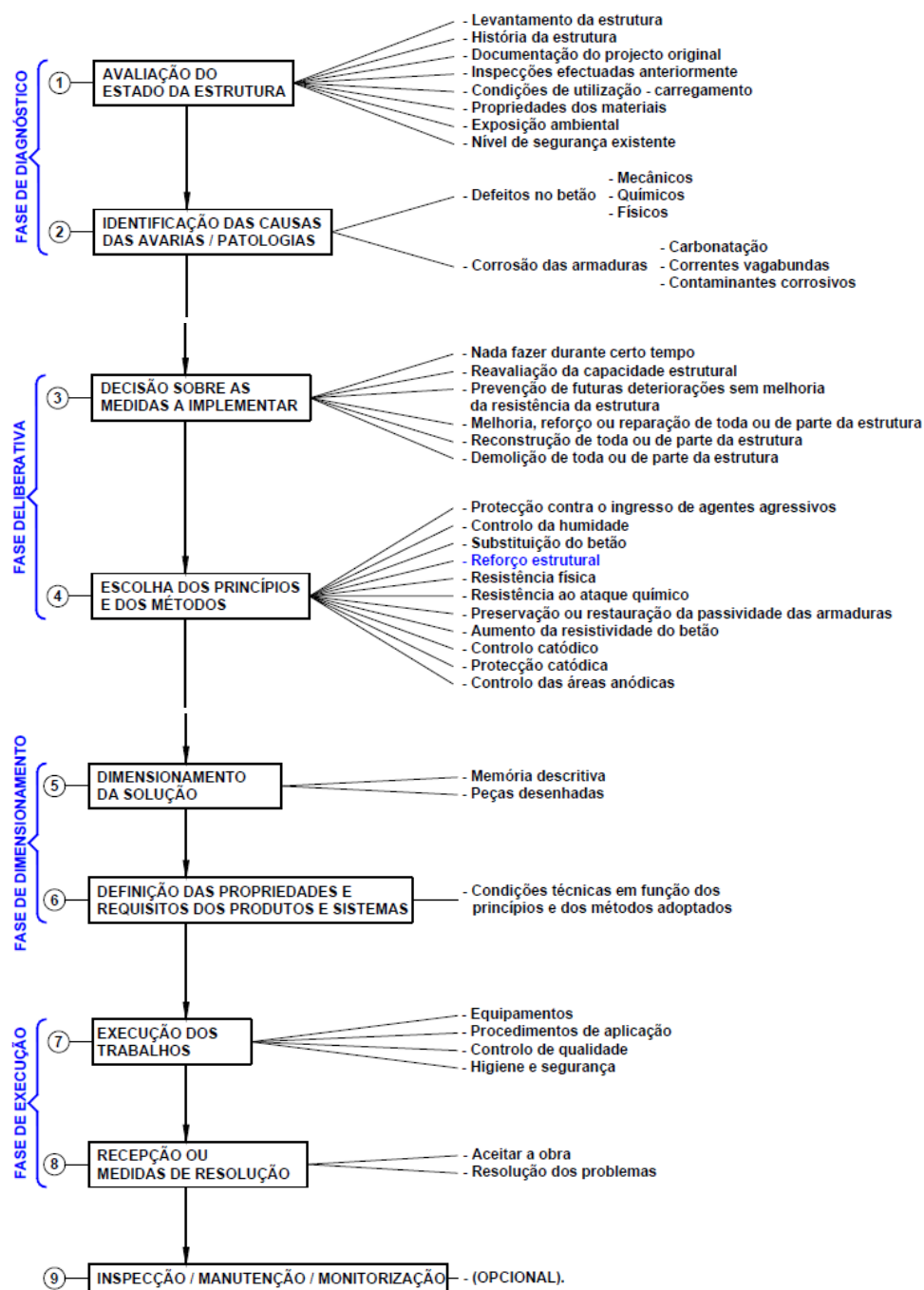


Figura 2-1. Etapas de um processo de reparação/reforço (Silva, 2008)

A parte 10 da NP EN 1504 (2008), especifica a aplicação dos produtos e o controlo da qualidade na execução dos trabalhos de reparação e reforço de estruturas de betão armado. Abrange também o controlo de segurança, saúde e manutenção.

Esta parte refere alguns ensaios para determinação das causas das patologias existentes, distribuídos em:

- Ensaios destrutivos;
- Ensaios não destrutivos;

- Ensaio químicos.

O controlo da qualidade dos trabalhos executados deve apresentar informações específicas, tais como:

- Preparação da superfície;
- Aplicação dos produtos;
- Controlo da qualidade e higiene e segurança.

2.3 Os regulamentos publicados em Portugal na área do projeto estrutural.

- Regulamento para o emprego do Béton Armado (Dec. 4036 de 28/3/1918).
- Regulamento do Betão Armado – RBA (Dec.25948 de 16/10/1935).
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado – REBA (Dec. 47723 de 25/5/1967).
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – (REBAP Dec. 349-c/83 de 30/7/1983).
- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes – (RSA, 1983).

2.4 Por fim, aconselha-se consulta da seguinte documentação que apresenta recomendações relevantes para na realização de um projeto de reabilitação estrutural

- Boletim de informação n.º 162 (1983) – “Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)” [13]. Comité Euro-Internacional do Betão (CEB).
- Boletim de informação n.º14 – “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”.
- Technical report, October 2001. [14] Emitido pela Federação Internacional do Betão (FIB).
- Boletim de informação n.º18 – “Management, maintenance and strengthening of concrete structures”. Technical report, April 2001. Emitido pela FIB.
- “Guidelines for the design and construction of externally F.R.P. systems for strengthening concrete structures”, A.C.I. Comité 440, Sub-Comité 440F. Emitido pelo Instituto Americano do Betão (ACI – American Concrete Institute).
- Manual N.º 4 – “Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers (F.R.P.s)”. Emitido pelo “Intelligent Sensing for Innovative Structures Canada Research Network” (ISIS Canada).
- CAN/CSA-S806-02 (R2007) F - “Design and Construction of Building Components with Fibre - Reinforced Polymers”. Emitido pela “Canadian Standards Association” (C.S.A.).

- J.C.I. TC952, 1998, “Continuous fiber reinforced concrete”. Emitido pelo Instituto Japonês do Betão (J.C.I. – Japan Concrete Institute).
- “Practical Guideline for Investigation, Repair and Strengthening of Cracked Concrete Structures”, 2003 Emitido pelo J.C.I.
- “Design guidelines of F.R.P. reinforced concrete building structures”, 1993. Emitido pelo “Building Research Institute” (B.R.I.) pertencente ao Ministério da Construção Japonês.
- International Building Code (IBC), Chapter 34, “Existing building allowances”. Emitido por International code council, 2009.
- SIA 462, "Pre-Standard SIA 462: Assessment of the Structural Safety of Existing Structures", Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Switzerland, 1994.
- SIA 269, "Swiss Standard SIA 269: Existing Structures –Basis for Examination and Interventions", Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Switzerland, 2011.
- ASCE 41-06, 2006, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ACI 437R -03, “Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings” American Concrete Institute, 2003.
- Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Report 032: Probabilistic Assessment of Existing Structures, 2001.
- “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures”, 2004. Emitido pelo C.N.R. (Consiglio Nazionale delle Ricerche).
- Fichas técnicas dos produtores de FRP tais como: S&P, SIKA, MBT, etc.

3 Avaliação e diagnóstico do estado de conservação das estruturas de betão armado

3.1 Introdução

Antes de realizar uma intervenção numa estrutura de betão armado, com o objetivo de reforçar ou de reparar, é essencial proceder a uma inspeção direcionada e minuciosa, para detetar todas as anomalias que são necessárias de ser corrigidas para garantir a segurança e estabilidade da estrutura.

Como em geral, a maioria dos ensaios são monetariamente caros e a sua realização pode afetar e/ou danificar a construção, estes deverão ser previamente delineados, nomeadamente quanto ao número e locais de realização.

Os ensaios podem ser definidos em ensaios não-destrutivos (NDT) ou ensaios destrutivos. Os não-destrutivos são, claramente preferenciais para as construções devido à baixa intrusão que conferem à estrutura.

Sempre que possível, as inspeções devem obedecer a procedimentos normalizados e a critérios técnicos adequados ao tipo de estrutura, tipo de elemento a inspecionar. A inspeção deve também ser exequível e eficaz, de modo a produzir informação útil e consistente, para que toda a equipa multidisciplinar envolvida seja capaz de assimilar e compreender com clareza.

3.2 Metodologia de inspeção

A seguir apresentam-se as principais etapas genericamente abrangidas numa inspeção. Estas etapas definem, de certa a forma, uma metodologia a adotar:

- Consulta, recolha e análise de elementos escritos e desenhados dos projetos anteriores, elementos alusivos a inspeções anteriores, informação acerca do meio ambiente. É também fundamental a realização de um inquérito, direcionado aos responsáveis pela manutenção das estruturas.
- Preparação da inspeção, isso passa por uma visita prévia ao local para identificação das construções e dos elementos a avaliar, e identificação do programa funcional dos diversos espaços.
- Preparação das fichas de inspeção, ou do software previsto para anotação de toda a informação a registar.

- Verificação de todas as ferramentas e equipamentos necessários para o dia da inspeção, providenciando os meios de apoio à inspeção, tais como veículos de inspeção especial ou até mesmo autorizações/ permissões municipais.
- O processo de diagnóstico passa por:
 - 1) Inspeção visual distinguindo os mecanismos físicos e químicos envolvidos.
 - 2) Inspeção detalhada de maneira que se compreenda a relação causa/efeito.
 - 3) Conhecimento acerca do comportamento dos materiais e técnicas de construção utilizadas.
 - 4) Realização de ensaios *in situ* destrutivos e não destrutivos.
 - 5) Recolha, se possível, de amostras e carotes para ensaios laboratoriais.
 - 6) Análise de resultados, considerações finais e elaboração de relatório.

3.3 Ensaios *in situ* e Ensaios laboratoriais

3.3.1 Análise e monitorização de vibrações em estruturas

Para uma avaliação da capacidade de resistência em estruturas de betão armado, é fundamental avaliar o comportamento dinâmico, para que desta forma se possam seleccionar medidas de reparação ou reforço. Os dados podem referentes às solicitações dinâmicas a que a estrutura está constantemente sujeita da envolvente, ou a partir da aplicação de vibrações impostas.

3.3.1.1 Equipamento

- Acelerómetros de alta sensibilidade com pré amplificador incorporado. A gama de frequências de medição normalmente está compreendida entre 0.1 Hz a 1KHz, e sensíveis a acelerações da ordem de 0.05 mm.s⁻²;
- Um computador portátil com software específico;
- Cabos de ligação;
- Caixas de ligação dos sensores.

3.3.1.2 Metodologia

Os sinais dos transdutores são introduzidos num PC dotado de software adequado, que executa o processamento de dados e fornece a informação relevante sobre as vibrações da construção:

- Intensidade das vibrações;
- Valores máximos da aceleração, velocidade ou deslocamento nos pontos analisados;

- Frequências dominantes nos sinais das vibrações;
- Representação gráfica dos sinais de aceleração, velocidade ou deslocamentos medidos ao longo do tempo;
- Verificação automática e alarme se forem excedidos os valores limites pré-estabelecidos.

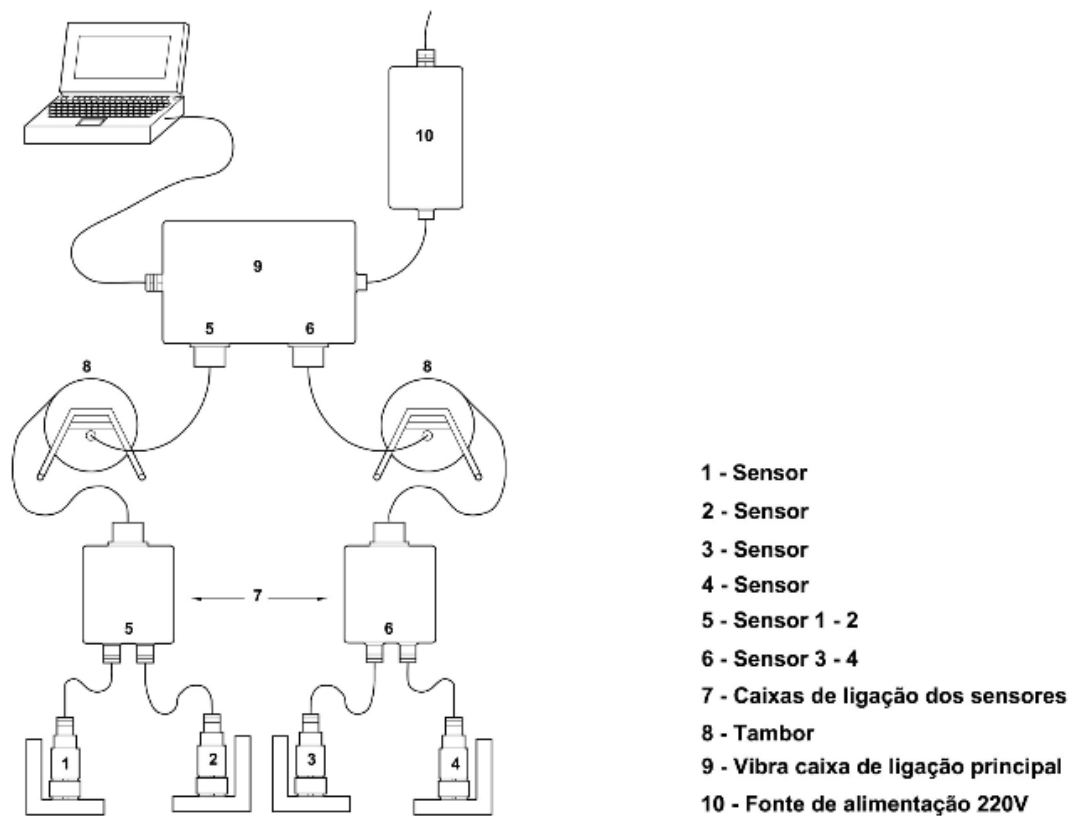


Figura 3-1. Esquema do equipamento para registo de vibrações (oz diagnostico,2015).

3.3.2 Ensaio de ultrassons em betão

Os ensaios ultrassónicos resume-se na determinação da velocidade de propagação dum impulso ultrassónico, entre dois pontos de medição, tendo em vista adquirir informações sobre:

- Características mecânicas do betão, nomeadamente, o seu módulo de elasticidade;
- Homogeneidade;
- Presença de fendas, vazios ou outras descontinuidades;

O impulso ultrassónico é gerado num ponto do elemento em estudo através de um transdutor emissor, a partir dum sinal elétrico. Após atravessar o betão, o sinal ultrassónico é captado por um outro transdutor-recetor, colocado num outro ponto, que o transforma novamente em sinal elétrico. O tempo gasto no percurso é medido na unidade de medida central, sendo assim possível calcular a velocidade de propagação.

A correlação existente entre a velocidade de propagação do impulso ultrassónico no betão (V) e o seu módulo de elasticidade (E) permite ter uma ideia da classe a que pertence o betão ensaiado (Vítor Coias, “Inspeções e Ensaios na reabilitação de edifícios”, 2006).

3.3.2.1 Equipamento

O equipamento é, geralmente, composto por uma unidade central, onde alberga o gerador de impulsos eléctricos, o circuito de leitura, e os dois transdutores. Para calibração do equipamento utiliza-se um invar (barra padrão).



Figura 3-2. Equipamento para ensaios de ultrassons no betão (ATCP Physical Engineering)

3.3.2.2 Metodologia

Existem três métodos possíveis para a realização deste tipo de ensaios:

- Direto;
- Semidirecto;
- Indireto.

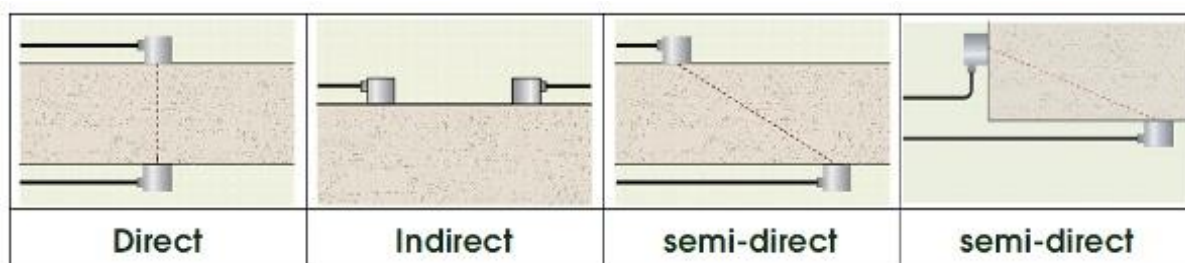


Figura 3-3. Ilustração das três metodologias para realização de ensaios ultrassons (ATCP Physical Engineering).

Os métodos diretos e semidirecto têm como finalidade a avaliação das características mecânicas, a homogeneidade e a detecção de descontinuidades no betão. O método semidirecto aplica-se apenas na impossibilidade de colocação de transdutores segundo o método direto.

O método indireto aplica-se, fundamentalmente, na determinação da profundidade de fendas.

Para melhorar a transmissão acústica, é aconselhável a utilização de uma massa de contato entre os tradutores e a superfície do betão. Aconselha-se também que esses pontos de contato sejam efetuados em superfícies lisas.

Considerando-se que o resultado do teste pelo método indireto é menos preciso, recomenda-se comparar esses resultados com os resultados do teste pelo método direto.

$$\text{Método direto} \quad Vp \left(\frac{mm}{\mu s} \right) = \frac{\text{distancia (mm)}}{\text{tempo de propagação (\mu s)}} * 1.05 \quad (3.1)$$

$$\text{Método indireto} \quad Vi \left(\frac{mm}{\mu s} \right) = \frac{\text{distancia (mm)}}{\text{tempo de propagação (\mu s)}} \quad (3.2)$$

$$Vd = 1.05 * Vi \quad (3.3)$$

Onde:

- Vd = velocidade do som pelo método direto;
- Vi = velocidade do som pelo método indireto;
- Vp = velocidade ultrassónica (Km/s)

Para obter a resistência do betão são apresentadas várias expressões deduzidas por diversos autores, como por exemplo a expressão seguinte referida na Japanese Society of Construction:

$$F_c = 215 * Vp - 620 \quad (3.4)$$

Onde:

- F_c = Resistência do betão à compressão (MPa).

Tabela 3-1. Qualidade do betão em função da velocidade de propagação dos ultrassons.
(Japanese Society of Construction).

Velocidade (m/s)	Qualidade do betão
>4500	Excelente
3500 a 4500	Bom
3000 a 3500	Regular
2000 a 3000	Medíocre
<2000	Mau

O ensaio deve ser realizado segundo as normas de referência:

- **BS 1881-203:1986** “Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete”.
- **ASTM C597-09** “Standard test method for pulse velocity through concrete”.

3.3.3 Detecção de armaduras com recurso do pacómetro

Os ensaios realizados com recurso a um pacómetro, além de permitirem medir o recobrimento também são utilizados para deteção, posicionamento, dimensão e direção das armaduras em estruturas de betão armado ou betão pré-esforçado. A deteção de cabos de pré-esforço apresenta algumas limitações devido às características próprias dos elementos de pré-esforço e às capacidades do equipamento (Vitor Coias, “Inspeções e Ensaios na reabilitação de edifícios”, 2006).

3.3.3.1 Equipamento

O pacómetro é um aparelho portátil composto pela unidade de leitura, por dois detetores e por dois espaçadores. O alcance de medição depende do diâmetro do varão e do tamanho do detetor, podendo ir até 360 mm, com uma precisão de aproximadamente 2 mm ou 5 até 75 por cento do alcance. O ajuste do zero é automático, bastando para tal afastar o elemento detetor de elementos metálicos. O método de deteção de armaduras é auxiliado por um sistema áudio, variável com a distância às armaduras.



Figura 3-4. Pacómetro (geotechpedia, 2012).

3.3.3.2 Metodologia

Após a calibragem do aparelho, e caso se tenha acesso ao projeto, seleciona-se a dimensão dos varões de aço e o recobrimento se pretende controlar. Se não tivermos informação acerca do tipo de armadura que estamos a tentar identificar, poderá ser vantajoso, nesta fase, remover o recobrimento da armadura num local, onde não seja muito inconveniente, a fim de acertar a calibração e, eventualmente, identificar o tipo de armadura.

O recobrimento é medido, usando a face normal de trabalho do elemento detetor grande. Tendo-se identificado a face normal de trabalho do elemento detetor, pode-se explorar a superfície do elemento a inspecionar. A identificação da posição dos varões quando o som emitido for alto e agudo.

Para determinar a direção da armadura, move-se e roda-se o elemento detetor no sentido de aumentar o sinal sonoro. Quando o elemento detetor estiver cuidadosamente posicionado dessa maneira, o eixo do varão estará paralelo com o eixo longitudinal do elemento detetor. O recobrimento em milímetros poderá ser observado na parte esquerda do visor. O microprocessador do aparelho determina automática o diâmetro dos varões, a partir de duas leituras no mesmo local, utilizando um espaçador apropriado.

O elemento detetor pequeno deve ser usado quando se está na presença de malha soldada ou de varões próximos, ou então, quando o elemento detetor grande for incapaz de fornecer uma discriminação mais pormenorizada da zona a sondar.

Este equipamento fornece boa capacidade de resolução para desenhar pormenorizadamente as armaduras que se encontram mais próximas. Para uma fácil perceção da disposição das armaduras nos elementos de betão armado, a superfície do elemento a sondar vai sendo marcada, à medida que vão sendo detetadas armaduras.

O ensaio deve seguir as recomendações da norma de referência: **Norma BS 1881-204: 1988** Testing concrete “Recommendations on the use of electromagnetic cover meters”.

3.3.4 Detecção de corrosão em armaduras por medição dos potenciais elétricos

A corrosão das armaduras pode ser avaliada através da medição dos potenciais elétricos aplicados na superfície do betão, relativamente a um eléctrodo de referência. Este tipo de ensaios permite localizar as áreas onde a corrosão está presente ou prestes a verificar-se, antes de os efeitos se tornarem visíveis.

Esta técnica permite localizar as áreas onde a estrutura de betão armado precisa de ser reparada ou protegida, e, através da sua aplicação repetida, pode ser usada para minimizar assim os seus custos de manutenção.

3.3.4.1 Equipamento

O equipamento é composto por:

- Célula de medição em cloreto de prata (AgCl)
- Medidor com ligação que permite leituras digitais em unidades de tensão (volt) ou resistência (ohm);
- Recipientes com líquido para reabastecer a célula de medição;
- Cabo de ligação;
- Brocas diamantadas de 10 e 18 mm de diâmetro;
- Martelo e escopro;
- Alicate de aperto
- Bico para contacto com armadura e chave de Allen;
- Cabo de ligação;
- Extensão telescópica para fixação da célula de medição.
- Berbequim com percussão
- Balde e esponja

3.3.4.2 Metodologia

Após a escolha de uma área em função do estado aparente do betão, definem-se zonas de leitura da área a estudar, e define-se o número de leituras a realizar em função da degradação aparente do betão. Proceda-se à limpeza, com uma escova de aço, de um varão da armadura, previamente localizado com o detetor de armaduras. Fixa-se o eléctrodo secundário, através do alicate de aperto ao varão da armadura, e liga-se o eléctrodo ao voltímetro, através do cabo fornecido. Proceda-se à molhagem das superfícies vão onde serão efetuadas as leituras, de modo a humedecer em profundidade o betão a estudar. Coloca-se o eléctrodo primário sucessivamente em cada ponto de leitura, medindo-se, no voltímetro do equipamento, o potencial eléctrico.

Durante a realização de todas as medições, o operador deve assegurar-se que a esponja do topo do eletrodo primário se encontra devidamente humedecida.

Tabela 3-2. Risco de corrosão ativa em função do nível de potencial

Nível de Potencial (mV)	Risco de corrosão ativa (%)
-260 a -410	Até 95%
-110 a -260	Incerto
>-100	Até 5%

Esta metodologia está descrita em: **Norma ASTM C 876-91 (R1999)** Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in concrete.

3.3.5 Determinação do teor de cloretos no betão

A determinação do teor de cloretos no betão, consiste precisamente em determinar, o teor solúvel em ácido, de cloretos existentes no betão. Em traços gerais, uma amostra de pó de betão a ensaiar é dissolvida numa solução ácida normalizada, para que os iões de cloreto reajam com o ácido. Um eletrodo dotado de um sensor de temperatura é introduzido na solução medindo a reação eletroquímica. A tensão gerada pela concentração de iões, afeta simultaneamente a temperatura da solução, a qual é medida pelo aparelho eletrónico. Este aparelho apresenta instantaneamente a percentagem de iões num mostrador. (Vítor Coias, “Inspeções e Ensaio na reabilitação de edifícios”, 2006).

3.3.5.1 Equipamento

O equipamento utilizado é composto por:

- Eletrodo com sensor de temperatura montado exteriormente;
- Cabos e ligações;
- Aparelho eletrónico de leitura, com circuitos compensadores da temperatura e microprocessador para conversão direta em percentagens de cloretos;
- Embalagens contendo soluções ácidas com coloração diferente para calibração do eletrodo;
- Balança para pesar as amostras;
- Embalagens contendo a solução ácida onde se vai misturar cada amostra;
- Garrafa com agente de molhagem do eletrodo;

- Concha para recolha do pó e soprador para amostragem;
- Alicates de fixação, broca, buchas, chave de bocas e chave de fendas
- Detetor de armaduras;
- A calibragem é feita, antes de cada ensaio, utilizando duas soluções padrão.



Figura 3-5. Equipamento para medição do teor de cloretos *in situ* (oz diagnostico, 2015).

3.3.5.2 Metodologia

Há que localizar previamente a posição das armaduras com um detetor de armaduras. Selecionado o local de ensaio, preferencialmente onde a posição das armaduras se encontra mais exteriormente do elemento estrutural em estudo. Em seguida posiciona-se a concha de recolha do pó, fixando-a com o alicate de fixação, através de uma bucha de fixação. Depois fazem-se três furos no betão a ensaiar à profundidade a que se pretende determinar o teor em cloretos, de modo a recolher cerca de 20 g de pó, que devem guardados num saco de plástico, hermeticamente fechado. Se se pretender um perfil do teor de cloretos, há que furar e recolher o pó, em menos três níveis de profundidade: (Vítor Coias, 2006).

- Perto da superfície;
- Ao nível das armaduras;
- A uma distância de 2 ou 3 cm abaixo das armaduras.

Uma amostragem de 3 g, retirada do pó extraído, é dissolvida em 20 ml de uma solução ácida. Coloca-se o eléctrodo, já calibrado, na garrafa de ensaio e lê-se o teor de cloretos, que será automaticamente indicado no mostrador do aparelho. A leitura pode ser obtida em percentagem ou PPM (partes por milhão), consoante a função seleccionada.

O ensaio deve seguir as recomendações das normas de referência:

- **Norma BS 1881-6:** 1971 Methods of testing concrete. Analysis of hardened concrete.
- **Norma AASHTO T260-84:** Standard Method of Test for Sampling and testing for chloride ion in concrete and concrete raw materials

3.3.6 Ensaio de aderência por tração (*pull-off*)

Os ensaios de aderência por tração direta pull-off, são fundamentais para o êxito de trabalhos de reparação e reforço em estruturas de betão armado, pois a garantia de uma boa aderência entre os materiais existentes e os materiais novos é fundamental. (Vitor Coias, “Inspeções e Ensaio na reabilitação de edifícios”, 2006). Este tipo de ensaio, consiste na aplicação de uma força de tração, exercida manualmente através de um aparelho concebido para esse fim. A tração é transmitida axialmente através de uma peça metálica colada previamente ao provete. O aumento gradual da força pode ser observado diretamente numa escala (MPa). A força máxima é registada, assim que se dá o arrancamento do provete na secção mais frágil. (Vitor Coias, “Inspeções e Ensaio na reabilitação de edifícios”, 2006).

Analisando o provete, pode-se observar se a secção de rotura pertence a um dos materiais, ou se, por outro lado, está contida na superfície de ligação entre os materiais. Dada a sua grande simplicidade, este ensaio pode ser executado na própria estrutura, traduzindo melhor as condições reais existentes.

3.3.6.1 Equipamento

- Carotadora portátil;
- Coroa diamantada;
- Caixa diferencial;
- Aparelho mecânico de aderência;
- Equipamento de arrancamento com pastilhas metálicas;
- Detetor de armaduras;
- Cola epoxídica;
- Extensão monofásica;
- Mangueira para água

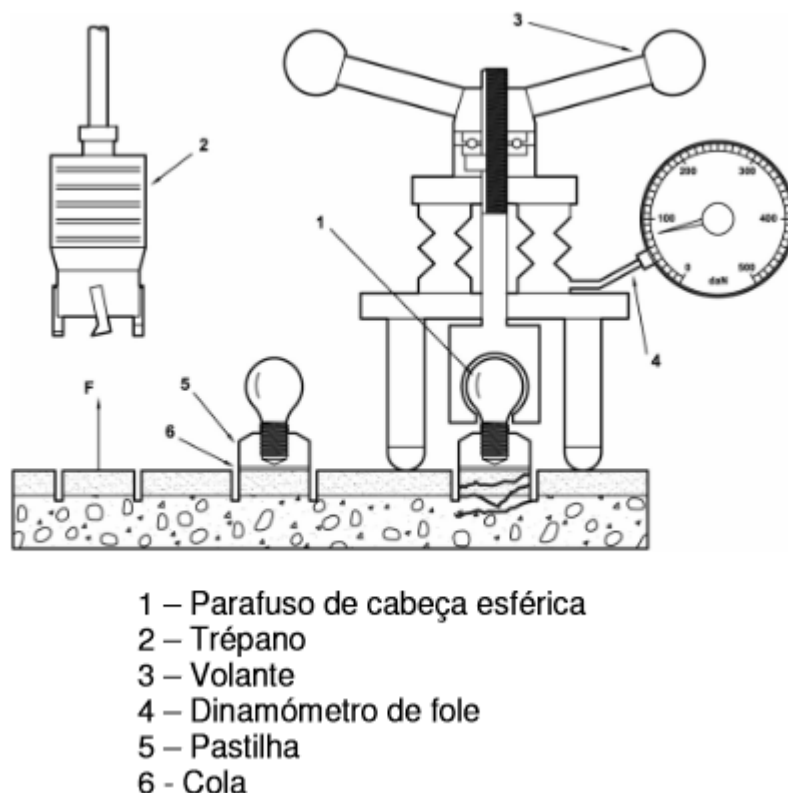


Figura 3-6. Esquemática do ensaio de aderência por tração *pull-off*. (oz diagnostico, 2015).

3.3.6.2 Metodologia

Com o auxílio de uma carotadora, executa-se um entalhe circular com cerca de 4 cm de diâmetro perpendicular à superfície do material. A profundidade deve ser suficiente para que ultrapasse o plano de ligação dos materiais, atingindo assim o substrato do betão. A superfície é então regularizada com o auxílio de uma grossa, a poeira deve ser retirada com acetona. Proceda-se à colagem da peça metálica (pastilha) ao provete a de betão com uma cola epoxídica, exercendo uma pressão moderada durante alguns minutos conforme mencionado nas normas de referência, (Vítor Coias, 2006).

Após uma hora, pode-se então colocar o aparelho de ensaio, de modo que este acople a peça metálica, coloca-se o indicador a zero e inicia-se o ensaio propriamente dito.

O ensaio deve seguir as recomendações das normas de referência:

- **Norma BS 1881-207:** 1992 Testing concrete. Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface test.
- **Norma ASTM D4541-95:** Stand. Test Method for Pull-Off Strength.

3.3.7 Resistência á compressão com recurso ao esclerómetro do tipo Schmidt

O ensaio com o esclerómetro permite obter, de forma simples e não destrutiva, a resistência à compressão de elementos de betão. Sendo um ensaio baseado na resistência

superficial, os valores obtidos são apenas representativos de uma camada até 5 cm de profundidade. Contudo, o ensaio é útil para avaliar a homogeneidade do betão, verificar se existe um determinado nível mínimo de resistência e decidir sobre a necessidade de fazer ensaios mais completos. A tensão de rotura à compressão, referente a provetes cúbicos ou cilíndricos, pode ser estimada com base numa correlação com o índice esclerométrico.

3.3.7.1 Equipamento

O equipamento utilizado é denominado de esclerómetro do tipo Schmidt. Quando se pressiona o veio de compressão do esclerómetro contra a superfície de betão a ensaiar, comprime-se uma mola existente no interior do aparelho. Quando o veio atinge o fim do seu curso, é libertada, instantaneamente, uma massa que choca com a sua extremidade interior. O choque é transmitido à superfície a ensaiar, a qual reage, provocando um ressalto. O mesmo veio transmite esse ressalto à massa móvel, que, ao deslocar-se, faz mover um ponteiro, visível no exterior do invólucro do aparelho, e regista o ponto máximo do ressalto da massa. Quanto mais dura e compacta for a superfície do betão, maior será o ressalto.

O valor de referência obtido através da escala do aparelho, índice esclerométrico, permite avaliar o valor de resistência à compressão do betão, tendo em conta o ângulo entre o eixo longitudinal do esclerómetro e a superfície ensaiada, (Vítor Coias, 2006).



Figura 3-7. Esclerómetro de Schmidt (Nabrande, Wikipedia, 2015).

O ensaio deve seguir as recomendações das normas de referência:

- **BS 1881 parte 202**
- **ASTM C 505-85**

3.3.7.2 Registo e análise de dados

A medição num determinado local deve corresponder 5 ou 10 leituras. O registo de dados deve ser efetuado num impresso próprio, incluindo:

- Identificação da obra;
- Nome do operador;
- Data;
- Localização da área ensaiada na estrutura;
- Ângulo do esclerómetro com a horizontal;
- Descrição da área ensaiada;
- Descrição do betão;
- A resistência de cálculo;
- Idade e condições de cura;
- Observações do aspeto da superfície do betão;
- Zonas em que o ensaio não teve validade;
- Número de série do esclerómetro utilizado ou a sua identificação simplificada.

O tratamento dos dados depende do fim a que destina a informação final, podendo-se registar apenas os valores médios da tensão de rotura à compressão do betão referente a provetes cúbicos ou cilíndricos, incluindo os valores médios de dispersão. Ou então, pode-se também estimar os valores característicos da tensão de rotura.

3.3.8 Avaliação da profundidade de carbonatação com indicador de fenolftaleína

Este ensaio é de execução simples. A escolha adequada do local onde será feita a análise é fundamental, sobretudo quando se trata de edifícios de elevado valor patrimonial.

Geralmente a carbonatação progride com a frente paralela à superfície, a frente de carbonatação quando atravessa o recobrimento das armaduras, o aço despassiva iniciando o processo de corrosão das armaduras, originando uma perda de resistência, e comprometendo a durabilidade do betão. (Vítor Coias, 2006). Conhecendo a posição da frente de carbonatação é possível estimar a extensão das zonas a reparar.

3.3.8.1 Equipamento

Fazem parte do equipamento:

- Berbequim com percussão;
- Martelo e escopro;
- Aspessor;
- Régua graduada em milímetros;
- Solução alcoólica de fenolftaleína a 0,1 por cento;
- Detetor de armaduras.

3.3.8.2 Metodologia

Os pontos de medição devem ser criteriosamente selecionados, de forma a poderem-se comparar diferentes medições. Esta seleção deve ter, também, em conta o tipo de controlo que se pretende fazer e o grau de rigor pretendido. Nomeadamente, os elementos estruturais com as superfícies expostas aos agentes ambientais devem ser objeto de um maior número de medições. A seleção exata do ponto de medição deverá ter em conta a posição das armaduras, que devem ser localizadas previamente com um detetor de armaduras, a fim de não serem danificadas.

Os pontos selecionados devem ser previamente identificados e localizados numa planta da estrutura.

A profundidade dos furos ou cavidades será superior em, pelo menos, 1 cm, ao recobrimento medido com o detetor de armaduras. A limpeza correta do furo é essencial para a fiabilidade dos resultados, que deixarão de ter validade se existirem resíduos de pó nas zonas interiores não carbonatadas.

Utilizando um aspersor com a solução alcoólica de fenolftaleína, molham-se a superfícies internas do furo do ensaio e observa-se a sua coloração rosada, sendo possível medir a profundidade da frente de carbonatação na transição de uma zona para a outra, (Vítor Coias, 2006).

O ensaio deve seguir as recomendações da norma de referência **RILEM CPC – 18, e E391 – LNEC**.

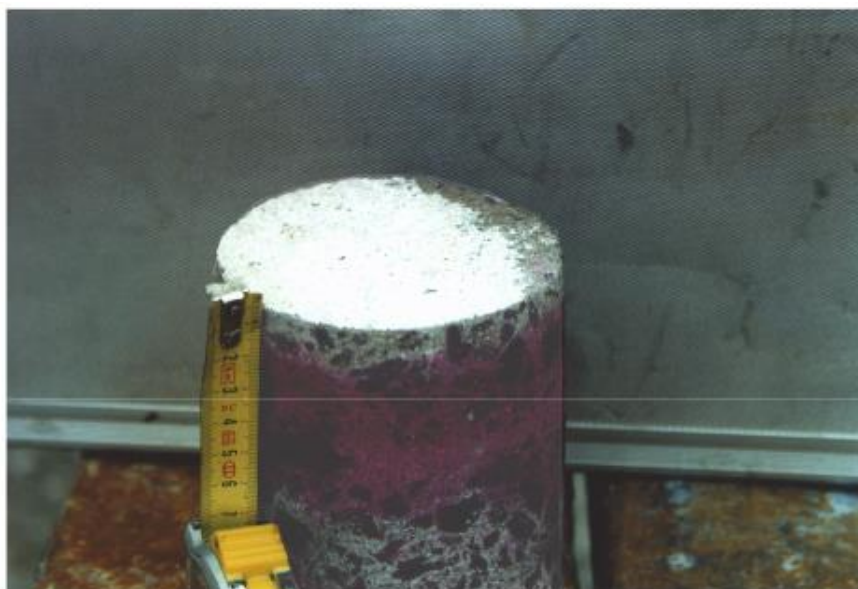


Figura 3-8. Reação da fenolftaleína numa carote de betão (oz diagnostico, 2015).

3.3.9 Observação boroscópica de cavidades e fendas

O diagnóstico de patologias das estruturas e dos materiais, bem como o seu levantamento são, em muitos casos, facilitados pela possibilidade de inspecionar o interior de cavidades e fendas de pequenas dimensões existentes nesses materiais ou elementos estruturais. A boroscopia é uma técnica baseada na utilização de um instrumento ótico, o boroscópio, e constitui uma forma muito pouco intrusiva de efetuar tais observações.

3.3.9.1 Equipamento

Na sua versão mais simples, o boroscópio consiste numa haste delgada dotada, numa das extremidades, de um ocular, e, na outra, duma objetiva e um prisma. A fim de permitir a iluminação da cavidade a observar, um segundo sistema ótico montado no interior da mesma haste conduz um feixe luminoso intenso, que é dirigido para o campo observado, (Vítor Coias, 2006). A haste pode ser ligeiramente inclinada em relação à vertical e rodada a toda a volta, o que, aliado ao grande ângulo do sistema ótico montado na sua extremidade, possibilita uma observação com poucos ângulos mortos.

Além da observação direta, a ocular pode permitir, através de adaptadores apropriados, montar uma máquina fotográfica de 35 mm ou uma câmara de vídeo, possibilitando o registo de imagens do campo observado.

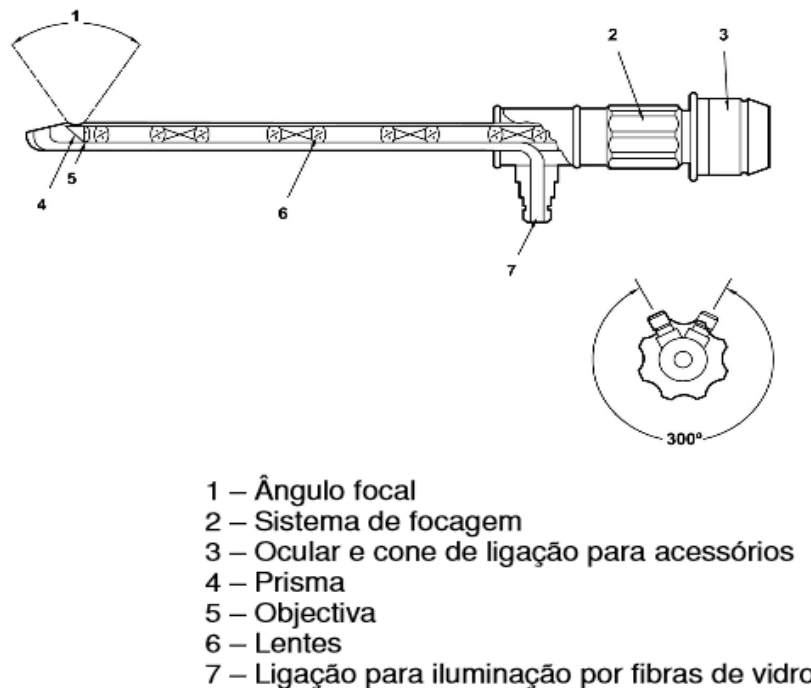


Figura 3-9. Esquemática de um boroscópio (oz diagnostico, 2015).

3.3.9.2 Metodologia

Uma vez selecionados os pontos de observação, torna-se necessário, a menos que se trate de fendas suficientemente largas, executar um ou mais furos com cerca de 10 mm de diâmetro. Depois de montado o sistema e feita a ligação à fonte de iluminação, a haste de observação é introduzida no orifício, observando-se visualmente o seu interior.

3.3.10 Medição de deslocamentos em juntas e fendas com o alongâmetro

As construções apresentam, com frequência, fissuras ou fendas resultantes de deformações ocasionadas por variadas causas, como sejam, por exemplo, assentamentos diferenciais, variações de temperatura, alteração das solicitações ou das propriedades mecânicas dos materiais, execução de obras subterrâneas na vizinhança de construções existentes, etc. Sendo aquelas fissuras ou fendas manifestações do comportamento estrutural, há normalmente interesse em acompanhar a variação da sua abertura ao longo do tempo, em diversos pontos do seu desenvolvimento. (Vítor Coias, 2006).

O alongâmetro é um dispositivo mecânico, que se utiliza para medir, com precisão, pequenos deslocamentos em juntas e fissuras.

3.3.10.1 Equipamento

O alongâmetro mecânico tem uma base que pode medir 200 mm mas há outras medidas, e é utilizado para medir, as distâncias entre os pontos definidos por cada par de bases circulares metálicas, com um diâmetro de 5 mm. Usa-se um *invar*, para corrigir os valores lidos devido à influência tanto de variações de temperatura no aparelho, como de esforços a que este possa ser submetido durante a sua utilização.



Figura 3-10. Alongâmetro mecânico (oz diagnostico, 2015).

3.3.10.2 Metodologia

Após seleção e marcação dos locais onde serão realizadas as medições, são previamente colocados, simetricamente, pares de bases metálicas especialmente concebidas, com 5 mm de diâmetro, coladas ao elemento em estudo. A análise das leituras ao longo do tempo permite ter uma ideia da tendência do movimento: agravamento, estabilização, recuperação ou uma variação cíclica. Esta base de dados permitirá, eventualmente, ajudar a estabelecer relações de causa-efeito com as ações a que a construção está sujeita.

3.3.11 Determinação da resistência de betões a partir de provetes cilíndricos

Sendo este também um ensaio semi-destrutivo, ou mesmo destrutivo torna-se necessário a escolha criteriosa dos locais para recolha dos provetes. O ensaio consiste genericamente na determinação da resistência atual dos betões através do ensaio de rotura à compressão de provetes cilíndricos.

3.3.11.1 Equipamento

Para a realização deste ensaio é necessário:

- Pacómetro;
- Carotadora;
- Coroas diamantadas, com diâmetro mínimo interior de 75 mm;
- Aspirador para extração de carotes na direção ascendente ou para extração de carotes, segundo qualquer direção.

3.3.11.2 Metodologia

A seleção exata do local de extração das carotes deverá ter sempre em conta a segurança estrutural do elemento a sondar, no sentido de ser o menos possível afetada. Deste modo, em pilares correntes (de edifícios), o furo de extração deverá localizar-se sensivelmente a meio da altura, ou o mais possível afastado das ligações aos restantes elementos estruturais (vigas ou lajes). Do mesmo modo, em vigas, o furo de extração das carotes deverá localizar-se entre 1/5 e 1/4 do vão na zona onde os esforços de flexão são mais reduzidos. Para além dos condicionamentos atrás referidos, deverá ser tido em conta que a recolha das carotes deve ser feita de modo a interferir o mínimo com as armaduras do elemento a sondar. Para tal, deve ser usado um pacómetro antes da extração das carotes.

As carotes, após a sua extração, deverão ser imediatamente identificadas, marcando-as com lápis de cera ou por outro processo igualmente eficaz. Depois deverão ser devidamente acondicionadas, a fim de não sofrerem quaisquer danos durante o transporte. No caso de alguma

carote ter intersectado uma armadura, o corte dessa carote antes do ensaio deverá ser feito, de modo a eliminar o troço afetado pela presença da armadura.

Os ensaios de rotura à compressão simples dos provetes devem ser realizados em laboratório, de acordo com a **Norma E 226** do LNEC (Vítor Coias, 2006).



Figura 3-11. Extração de carote, com localização prévia da malha de armaduras (oz diagnóstico, 2015).

3.3.11.3 Registo e análise de resultados

O registo dos dados é efetuado em impresso próprio, incluindo:

- Identificação da obra;
- Nome do operador;
- Data;
- Localização e identificação dos pontos de extração das carotes, recorrendo a um desenho esquemático;
- Observações sobre o aspeto da superfície do betão;
- Zonas em que as extrações não foram válidas.

Os resultados obtidos deverão ser processados tendo por base a metodologia preconizada na publicação da Concrete Society Technical Report n.º 11, onde são indicados vários fatores de correção a aplicar sobre os resultados dos provetes ensaiados, que têm em conta, entre outros, a direção da carotagem, a relação altura/diâmetro do provete, o corte dos agregados, a presença de material de recobrimento, a forma dos provetes, a resistência potencial, etc (Vítor Coias, 2006).

3.3.12 Medição da espessura da seção através de ensaios impacto-eco

Este método consiste em emitir um impacto mecânico sobre uma superfície originando impulsos que são projetados ao longo do material. As ondas refletidas por uma falha interna são captadas por um recetor posicionado na mesma superfície do impacto (Malhotra, 1984, ACI-364, 1993).

3.3.12.1 Equipamento

Para a realização deste ensaio é necessário:

- Computador portátil, preparado para operar em condições adversas, que deverá ter instalado o software adequado para o processamento dos sinais (possibilidade de definir diferentes resoluções dos sinais) e uma placa específica para aquisição dos sinais.
- Transdutor piezoelétrico com extremidade cônica acoplado ao suporte das massas impactoras ou outro equivalente.
- Massa impactoras, esferas metálicas com diâmetros de 5, 8, 12,5 mm, ou outras equivalentes.

Todo o sistema deverá estar devidamente operacional e calibrado, pelo que deverá fazer-se acompanhar da folha de calibração devidamente atualizada. Para apoio à execução dos ensaios deverá prever-se a eventual utilização de um boroscópio ou de equipamento de ultras-sons, (Vítor Coias, 2006).



Figura 3-12. Parte do equipamento para realização do ensaio (impacto-eco.impact Echo instruments, 2015).

3.3.12.2 Metodologia

Para a colocação dos transdutores, os pontos selecionados devem ser em zonas onde não existem juntas e irregularidades superficiais, para que desta forma não influenciem os resultados.

Deve-se portanto remover quaisquer materiais de revestimento, nomeadamente os rebocos, já no caso de pinturas de espessura reduzida deve-se comparar os resultados com zonas sem a referida pintura.

Na superfície do elemento a ensaiar marca-se uma malha de pontos de referência, onde a abertura e quantidade vem em função da espessura ou largura da seção transversal do elemento. Devem também ser garantidos no mínimo 9 pontos, e em elementos laminares 16 pontos.

Sobre cada um dos pontos, é realizado o ensaio utilizando a massa de impacto previamente selecionada através de testes preliminares.

A realização deste ensaio deve seguir a norma **Norma ASTM C1383-98a**: Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method.

4 Patologias em Estruturas de Betão Armado

4.1 Introdução

Em Engenharia Civil, o conceito de patologia está associado aos fenómenos que afetam o comportamento anómalo de uma construção. Este conceito pode ser diferenciado em patologia estrutural e em patologia não estrutural. Patologia estrutural é para os fenómenos que afetam a funcionalidade estrutural dos elementos da construção nomeadamente as fundações, infraestrutura e superestrutura. Patologia não estrutural alberga todos os outros fenómenos que afetam os restantes elementos da construção.

Dada a natureza química do betão, a sua macro e micro estrutura encontra-se em constante mudança, devido à sua estrutura porosa estar sempre em contato com o meio ambiente. Através de diversos mecanismos, nomeadamente a permeação, difusão e absorção, são transportados diversos agentes necessários à corrosão ao aço, CO₂, água, sulfatos, cloretos. Devido à sua constituição e características dos constituintes do betão, estes podem desenvolver reações químicas internas, originando patologias.

A existência de armaduras no interior do betão e a deficiente proteção das mesmas pode originar processos de corrosão acelerados, originando severas patologias que podem colocar em causa a própria estabilidade da estrutura.

As patologias podem verificar-se, devido a erros de projeto, erros de execução, erros de exploração e manutenção. O último erro, remete essencialmente para os mecanismos mecânicos, físicos e químicos a que o betão armado poderá estar exposto. Este assunto será abordado com mais detalhe nesta dissertação. Já em relação aos erros de projeto e de execução, estando intrinsecamente ligados à construção de estruturas novas, serão apenas enunciados neste documento.

Segundo um modelo proposto por Tuutti para o mecanismo de deterioração das estruturas, são identificadas principalmente duas fases distintas; a iniciação e a propagação. Na fase de iniciação, a penetração e alojamento das substâncias agressivas vai aumentando até valores críticos, de forma pouco significativa até ao início da fase de propagação. Na fase de propagação, segundo o modelo de Tuutti, a evolução é idêntica a um crescimento exponencial, ao longo da vida útil da estrutura, exemplificado pelo gráfico apresentado na figura seguinte.

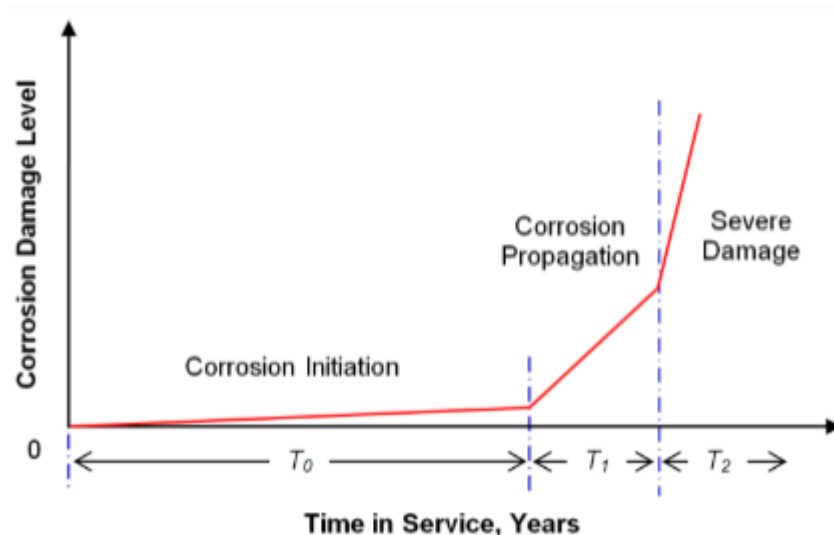


Figura 4-1. Modelo de Tuutti; evolução dos níveis de deterioração ao longo da vida útil de uma estrutura. (Concrete Institute of Australia, 2015).

Segundo Tuutti, os instantes representados no gráfico da Figura 4-1 correspondem às diferentes condições de deterioração que ocorrem na fase de propagação:

Instante T_0 : Início da corrosão das armaduras;

Instante T_1 : Ocorrência da propagação da corrosão;

Instante T_2 : Nível de corrosão elevado;

4.2 Erros de projeto

Geralmente os erros de projeto estrutural mais recorrentes e significativos são:

- Falta de detalhes nos projetos;
- Erros de dimensionamento;
- Falta de compatibilidade entre os vários projetos de especialidade;
- Deficiente avaliação das ações e esforços impostos, nomeadamente, o efeito térmico;
- Ausência de pormenorização adequada do recobrimento e das armaduras;
- Deficiência avaliação da agressividade da classe de exposição;
- Especificações inadequadas dos materiais;
- Deficiente avaliação do controlo de deformação, fendilhacão;
- Deficiente avaliação na drenagem e impermeabilização.

4.3 Deficiente execução

Já na fase de execução das estruturas de betão armado, os erros mais comuns geralmente são:

- Falta de rigor e controlo tecnológico;
- Erro de interpretação de projetos;
- Armaduras mal posicionadas;
- Deslocamentos das cofragens;
- Descofragem prematura;
- Ausência de espaçadores para garantir recobrimentos;
- Deficiente vibração do betão;
- Segregação do betão;
- Falta de fiscalização;
- Juntas de dilatação mal posicionadas, ou mesmo ausência das mesmas;
- Escolha de materiais inadequados ou sem homologação e marcação CE;
- Abatimentos das superfícies de betonagem;

4.4 Erros de Exploração/ Manutenção

Como referido anteriormente, os erros de exploração/manutenção, são remetidos para os principais mecanismos mecânicos, físicos e químicos a que o betão armado poderá estar exposto.

4.4.1 Mecanismos Mecânicos

- Cristalização dos sais

A cristalização dos sais acontece na passagem da situação de não saturação para a de saturação ou sobressaturação, e acontece na circunstância de abaixamento da temperatura, evaporação ou por acréscimo de sal. Começam-se então a formar sais, cristalização, nos espaços porosos do betão, exercendo deste modo uma pressão de nas paredes capilares do betão, (Vítor Coias, 2006).

- Retração (secagem por evaporação, química e térmica)

O efeito da retração do betão seja ela, secagem por evaporação, retração plástica ou por efeito térmico origina uma diminuição no volume das peças de betão. Por consequência, pode originar tensões de tração no betão, e se estes esforços não forem libertados, por exemplo, através de juntas de dilatação. Quando as tensões de tração forem superiores à resistência do betão à tração surge o aparecimento de fendas.

A retração por secagem acontece devido à evaporação do excesso de água presente nos poros capilares, que não foi usada no processo de hidratação do cimento. Este processo, sendo

lento pode demorar anos até se evidenciarem as primeiras patologias em elementos estruturais espessos.

A retração química, também designada por endógena ou autogénea ocorre devido à evolução química resultante da hidratação da pasta de cimento. Este processo pode ocorrer mesmo sem trocas de água quando o betão tem uma idade jovem e provoca fendas de pequena profundidade.

Por último, a retração térmica ocorre após um arrefecimento térmico até atingir a temperatura ambiente, consequência de uma elevação prévia e acentuada da temperatura. Uma peça monolítica de betão, sujeita a variações de temperatura da ordem dos 40°C ou 50°C, sofre uma deformação de alguns décimos de milímetros por cada metro de comprimento. Os efeitos deste alongamento e encurtamento são desprezíveis se a peça dilatar livremente; mas surgem tensões internas se estiver rigidamente confinada. (Vítor Coias, 2006).

- Abrasão

Esta caracteriza-se essencialmente por ações repetidas de fricção ou impacto repetido. É um mecanismo de deterioração no betão importante para estruturas em que estejam em contato com a água em escoamento, em especial quando esta arraste detritos e areias, A erosão pode desenvolver-se rapidamente assim que a camada superficial do betão desaparecer (Rui Ferreira, 2000).

- Cavitação

A cavitação acontece devido á formação de bolhas de vapor provocada por uma variação brusca da velocidade do escoamento, ou diminuição de pressão na água, que por sua vez, quando atingem zonas de pressão normal rebentam. Esta ação hidrodinâmica ganha preponderância apenas em estruturas total ou parcialmente submersas.

- Variações de temperatura

O efeito da temperatura em estruturas de betão armado pode causar enormes esforços quando não existem juntas de dilatação. As tensões originadas podem ser de compressão ou de tração consoante a variação da temperatura seja positiva ou negativa, respetivamente. A principal consequência nas estruturas é a fendilhacão do betão que se inicia assim que as tensões originadas forem superiores à resistência de tração ou compressão do betão.

- Temperaturas elevadas (incêndio)

Dependendo da temperatura, do tempo de exposição, e da velocidade de arrefecimento, as propriedades dos materiais nomeadamente o betão e o aço, são alteradas levando a um

decrécimo da resistência dos elementos estruturais, alteração na coloração, esfarelamento superficial, fendilhação e até ao próprio colapso da estrutura.

Segundo Rosso (1975), o ciclo característico de um incêndio numa edificação é categorizada em três fases: a inicial, a intermédia e a final. Na fase inicial, verifica-se um aumento severo da temperatura, até cerca dos 250-300°C, provocando perdas da resistência mecânica à compressão em cerca de 5%. Quando os elementos são sujeitos a temperaturas superiores a 300°C, a perda da resistência mecânica à compressão já é bastante considerável, e agrava-se em situações de arrefecimento rápido. Na entrada da segunda fase ocorre um fenómeno designado por “flash over”. Nesta fase ocorrem os efeitos mais nocivos para as estruturas de betão armado. Segundo Rosso (1975), raramente excede temperaturas de 1250-1300°C. Na última fase, já caracterizada pela extinção do fogo, o aspeto mais relevante é a velocidade de arrefecimento. Quando este é feito lentamente existe a possibilidade de uma recuperação da resistência inicial de até 90%, dependendo da temperatura máxima atingida. (Rosso, T. FAUUSP, 1975.)

Tabela 4-1. Características do betão em função da temperatura (Adaptado de: Rosso (1975), Neville (1923).

Temperatura [°C]	Cor	Aspeto Visual / Desempenho
<250	Cinza	Perda de resistência pequena e irregular
285-300	Cinza-Rosa	Fissuração superficial, lascamento explosivo
300	Rosa	Início de mudança de cor
50-400	Rosa	Redução do Modulo de deformação
535-550	Roxo	Fissuração profunda, friabilidade superficial
575	Vermelho claro	Destacamento dos grãos de quartzo
650	Cinza esbranquiçado	Perda das propriedades mecânicas
790-800	Cinza esbranquiçado	Lascamentos do recobrimento das armaduras, com exposição até 25% da superfície das mesmas
900	Amarelo alaranjado	Superfície pulverulenta
1000	Amarelo claro	Superfície pulverulenta

- Ciclos de gelo/degelo

O betão sendo um material poroso absorve e retém água nos seus poros. Quando sujeito a temperaturas negativas, a água presente nos poros congela originando um aumento de volume em cerca de 9%. Se este aumento de volume for restringido geram-se tensões no interior do betão, causando fendilhação à superfície. Por sua vez, quando o processo se inverte resulta na degradação do material, verificando-se escamação do betão. Esta ação depende da frequência dos ciclos gelo/degelo, da porosidade do betão, da classe de exposição em que se encontra o betão, da rapidez e duração do arrefecimento e da idade do betão que por sua vez é proporcional à resistência. (Vítor Coias, 2006).

4.4.2 Mecanismos Químicos

- Reações alcalis-agregado

As reações mais importantes são as álcalis-sílica e álcalis-silicatos. Estas reações resultam da reação dos metais alcalinos presentes no betão (K_2O e Na_2O) e os silicatos presentes nos agregados.

Os parâmetros fundamentais que influenciam esta reação são: a compactação, cura, razão água/cimento, quantidade de agregado ativo e a quantidade de álcalis no betão. (COSTA, A. "Patologia do Betão Armado, 2007.)

Agregados Reativos + Humidade + Alcalinidade Elevada → Risco de Reação álcalis-agregado.

- Ataque pelos ácidos, sais e águas puras

Através da interação da pasta de cimento com hidróxido de cálcio, silicato de cálcio e o aluminato de cálcio formam-se sais de cálcio solúveis, destruindo os poros da pasta. A agressividade dos ácidos depende da solubilidade dos sais de cálcio que são originados, quer isto dizer que quanto maior é a solubilidade, mais acelerado será o ritmo de deterioração.

As águas puras, sendo estas águas correntes contêm um elevado poder dissolvente, dissolvem o hidróxido de cálcio originando a perda das propriedades ligantes e a decomposição da pasta de cimento. Estas águas quando contêm um teor elevado de iões de cálcio, a agressividade diminui. Já quando há a presença de dióxido de carbono e álcalis dissolvidos, a agressividade aumenta.

- Ataque pelos sulfatos

A deterioração é originada pela Formação de Etringite Retardada (DEF). A origem dá-se no processo da reação do aluminato do cimento Portland endurecido com o ião sulfato, provocando uma reação expansiva do betão. A principal causa é um aumento da temperatura durante o endurecimento do betão e, o seu efeito é devido a tensões internas que podem provocar a fendilhação do betão.

As causas mais importantes desta ação química, é o ambiente agressivo a que a estrutura de betão está exposta, e a permeabilidade do betão.

- Ação da água do mar

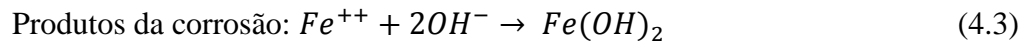
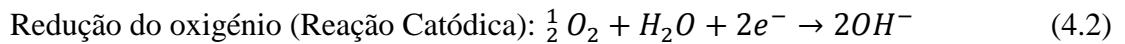
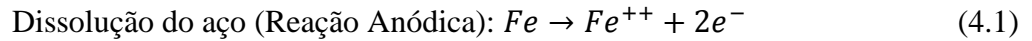
A grande quantidade de iões agressivos na água do mar, tais como, Cl^- , SO_4^{--} , Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , K^+ , entram em reação com a pasta de cimento, levando à deterioração do betão.

- Corrosão das armaduras

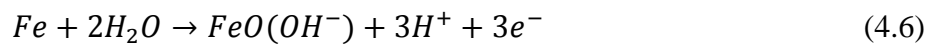
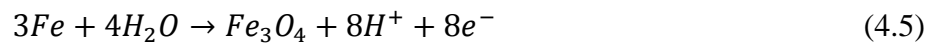
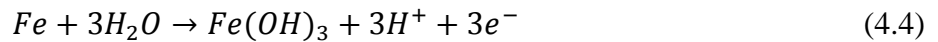
O betão é um composto com alto teor alcalino essencialmente devido às reações de hidratação dos silicatos de cálcio, constituintes do cimento, originando hidróxidos de cálcio. Em condições onde o pH é elevado, proporciona às armaduras presentes no betão um comportamento passivo originado por uma película de óxido de ferro, ou seja uma película passivante (Politico, G., 2006).

Quando a película passivante do aço é destruída inicia-se o mecanismo de corrosão. As armaduras funcionam como condutores elétricos e o betão como eletrólito, isto quer dizer que funciona como um condutor iónico, abrangendo simultaneamente as zonas anódicas e catódicas. A dissolução do aço no ânodo origina a libertação de iões ferrosos, permanecendo um excesso de eletrões no aço, e estes, devido à diferença de potencial, migram para a zona catódica através da armadura. Quando reagem com a água formam-se iões hidróxidos que migram para a zona anódica (Joana Silva, 2007).

As principais equações no processo de corrosão das armaduras são:



“Na zona anódica ocorrem, em geral, reações secundárias cujos produtos da corrosão podem originar aumentos de volume significativos criando no betão elevadas tensões internas que podem promover fenómenos de fissuração e/ou delaminação do recobrimento das armaduras” (A. Costa, J. Appleton, 1999). As reações referidas são:



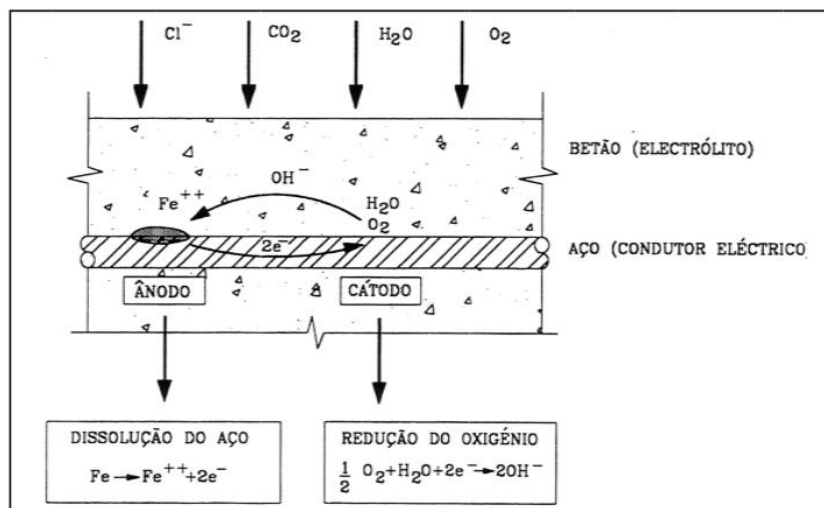
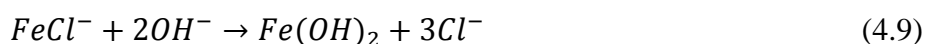


Figura 4-2. Modelo simplificado do processo de corrosão nas armaduras (A.Costa,1997).

- Ação dos cloretos

A ação dos cloretos ocorre devido a três mecanismos de transporte: permeação, absorção e difusão. Estes mecanismos podem ocorrer isoladamente ou em simultâneo estando dependentes do grau de humidade do betão, da presença de água e do coeficiente de permeabilidade do betão. Os cloretos no betão armado provocam uma aceleração das reações anódicas, promovendo o processo de dissolução das armaduras.

De acordo com Rozenberg, no mecanismo de corrosão provocado pela ação dos cloretos, o cloreto de ferro originado no ânodo, originário da combinação dos iões de ferro e cloretos reage com os iões de hidróxido, consumindo-os e originando hidróxido de ferro. Da diminuição dos iões hidróxido leva a uma diminuição do pH do betão, proporcionando a destruição da película passiva das armaduras. (I. M. Rozenberg, 2002).



- Carbonatação do betão

Este é um fator de grande importância na deterioração das estruturas de betão armado. Quanto maiores forem as percentagens de cimento Portland no betão, menor será a profundidade de carbonatação na estrutura, havendo mais cal a carbonatar aumenta a impermeabilidade à penetração do CO₂. Face ao aumento dos níveis de concentração de CO₂ verificado nos últimos anos, este mecanismo de deterioração tem importância significativa na deterioração das armaduras.

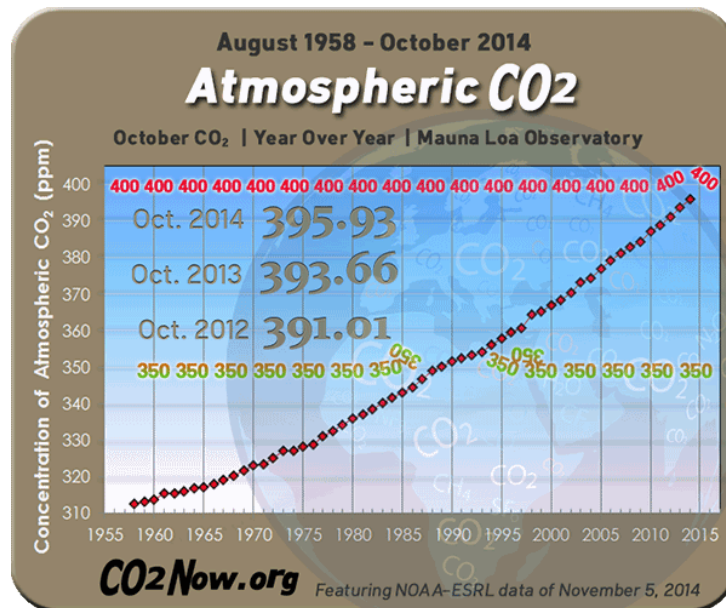


Figura 4-3. Evolução dos níveis de concentração de CO₂ nos últimos 50 anos

“Quando o processo de corrosão atinge as armaduras, torna-se de extrema importância avaliar a profundidade da mesma. “Este processo pode ser dividido em três zonas distintas: a zona carbonatada, o hidróxido de cálcio já foi consumida pelo dióxido de carbono transformando-o em carbonato de cálcio (CaCO₃), a zona não carbonatada, onde ainda não existe penetração de dióxido de carbono, e finalmente a fronteira delimitadora das duas zonas descritas chamada frente de carbonatação.” (A. Costa, J. Appleton, 1999).

De acordo com a 1ª lei de Fick, e sendo este um processo de difusão de dióxido de carbono, a corrosão avança em profundidade ao longo do tempo, podendo então ser representada através de:

$$\chi = K\sqrt{t} \quad (4.10)$$

Onde,

χ - Profundidade de carbonatação [m];

K - Coeficiente de carbonatação [m s^{-0,5}];

t - tempo [s].

Sendo que a constante de carbonatação (K) depende da razão água/cimento (A/C), do coeficiente de difusão do CO₂ no betão e da quantidade presente na atmosfera, do tipo e quantidade de cimento e do teor de humidade do betão, relacionando as condicionantes mencionadas da seguinte forma” (A. Costa, 1997).

$$K = \sqrt{\frac{2D}{a}} (C_1 - C_2) \quad (4.11)$$

Onde:

D - coeficiente de difusão do CO₂ no betão [m²/s];

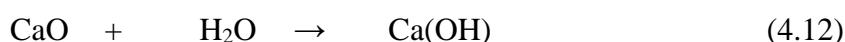
a - Quantidade necessária para carbonatar uma unidade de volume de betão [g/m³];

C₁ - Concentração de CO₂ no exterior [g/m³];

C₂ - Concentração de CO₂ na frente de carbonatação [g/m³].

O processo da carbonatação do betão pode ser explicado da seguinte forma:

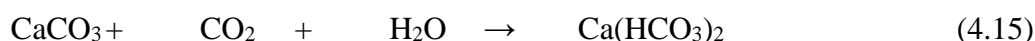
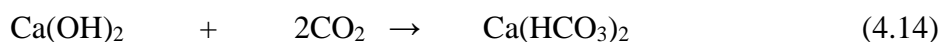
No processo de cura do betão, através da hidratação dos silicatos e do óxido de cálcio (CaO) contido no cimento, gera-se o hidróxido de cálcio Ca(OH)₂



O hidróxido de cálcio em contato com a atmosfera, reage com o dióxido de carbono CO₂ formando assim o carbonato de cálcio CaCO₃ insolúvel. Esta reação é ainda afetada pela humidade relativa presente na atmosfera, potenciando o consumo do hidróxido de cálcio Ca(OH)₂ presente, diminuindo a alcalinidade da estrutura ou seja diminuição dos íons OH⁻.



Em seguida o ataque do dióxido de carbono CO₂ presente na água e na atmosfera, sobre o hidróxido de cálcio Ca(OH)₂ e o carbonato de cálcio CaCO₃ gera o bicarbonato de cálcio Ca(HCO₃)₂.



O bicarbonato de cálcio Ca(HCO₃)₂ é solúvel na água. Portanto, a exposição da estrutura a ambientes com altos teores de dióxido de carbono potencia a degradação do betão ao longo do tempo.

4.4.3 Mecanismos Físicos

Os mecanismos físicos responsáveis pelas patologias nas estruturas, podem, para melhor enquadramento, ser divididos em dois grupos: ações previsíveis e ações imprevisíveis ou de caráter acidental. Nas ações previsíveis estão os problemas patológicos resultantes da ausência ou inadequada manutenção da estrutura. Por sua vez, estas causas são “fruto” da falta de conhecimento técnico, da falta de rigor profissional, e problemas económicos. As ações imprevisíveis são caracterizadas pela ocorrência de ações acidentais, e ações sem contribuição da ação humana, resultado da agressividade do meio. Provocando várias deteriorações nas estruturas de betão, (enunciadas nas ações acidentais seguidamente descritas).

- Vento e Sismo

As ações do vento e sismo são ações dinâmicas nas estruturas, que por vezes quando significativas causam ataques mecânicos significativos.

- Crescimento de vegetações

O crescimento de vegetações (tais como musgos, algas, raízes, etc) quando se formam em zonas porosas do betão e fendas, originam forças expansivas causando ataques mecânicos.

- Acumulação de sujidades ou lixos e contaminação por óleos e gorduras

Este tipo de contaminação quando promove a criação de bactérias anaeróbicas e aeróbicas causando um ataque químico da pasta de cimento.

- Microorganismos

Os microrganismos que produzem ácido húmico causam um ataque químico á pasta de cimento.

5 Reparação e Reforço de Estruturas de betão armado

5.1 Enquadramento Geral de uma intervenção de reforço

A decisão de intervenção numa estrutura existente em betão armado, com o objetivo de reforçar, prende-se à necessidade de melhorar ou corrigir uma situação deficiente de segurança estrutural independentemente dos vários estados limites, sendo que habitualmente é relacionado ao estado limite último.

Uma intervenção sobre as ações traduz-se normalmente pela imposição de restrições à utilização da estrutura. É o caso, por exemplo do procedimento após a ocorrência dum acidente estrutural, em que se aplicam, regra geral, de imediato restrições de utilização do edifício, até se esclarecer a situação geral em que a estrutura se encontra (José Vasconcelos Paiva et al, LNEC 2006).

São igualmente consideradas ações de reparação ou reforço, quando existe uma redistribuição de esforços entre os diversos elementos estruturais, quer isto dizer que neste tipo de intervenções não é executada nenhuma técnica de reforço específica, mas sim uma intervenção ativa com a aplicação de sistemas de forças autoequilibradas.

5.2 Aspectos técnicos a considerar em situações de reparação ou reforço estrutural

Na tabela seguinte, indicam-se os principais aspectos técnicos que devem ser alvo de análise em projetos de reparação ou reforço (José Vasconcelos Paiva et al, LNEC 2006).

Tabela 5-1. Aspectos técnicos a considerar para situações de reparação e reforço (José Vasconcelos Paiva et all, LNEC 2006).

Segurança Estrutural	Características geométricas e propriedades dos materiais constituintes dos elementos estruturais já construídos e estado de conservação desses materiais
	Aplicabilidade das ações, das regras de combinação e dos coeficientes de segurança estabelecidos para construções novas.
	Período de vida útil da estrutura após a intervenção
Análise Estrutural	Distribuição de esforços antes da intervenção
	Distribuição de esforços depois da intervenção
Soluções de interligação entre elementos ou materiais	Por colagem
	Por soldadura
	Por fricção ou atrito
	Por confinamento (pressão transversal)
	Com ferrolhos (corte e tração)
Dimensionamento (definição da capacidade resistente)	Com ligadores metálicos (ex. parafusos, pregos)
	Por comportamento diferido
	Funcionamento "em serviço"
	Resistência última
Durabilidade	Interação entre materiais novos e já existentes
	Funcionamento "em série" ou "em paralelo"
	Tipo de esforço dominante (compressão, tração, flexão, esforço transversal)
	Durabilidade relativa dos materiais
	Coexistência não reativa
	Resistência à corrosão e ao fogo
	Resistência das ligações à fadiga

5.3 Metodologias de intervenção

Embora seja difícil propor uma sequência de etapas adequada a todos os casos de reparação/reforço, sugere-se a metodologia apresentada por (ACI Committee 364, 1999).

Tabela 5-2. Metodologia a seguir para projeto de reparação/reforço (ACI Committee 364, 1999).

FASE A – AVALIAÇÃO DO ESTADO DA ESTRUTURA	
A1. Recolha de informação	
A1.1. Elementos de projeto	i. Peças desenhadas ii. Peças escritas
A1.2. Elementos de obra	i. Telas finais ii. Registos da fiscalização iii. Livro de obra
A1.3. História da estrutura	i. Registo de alterações de uso da estrutura ii. Registo de anteriores intervenções de reparação/reforço
A1.4. Levantamento da geometria da estrutura atual	i. Recolha da dimensão real dos elementos estruturais ii. Verificação da introdução / supressão de elementos estruturais iii. Verificação da conformidade do sistema estrutural do projeto/obra.
A2. Inspeção da estrutura	
A2.1. Abordagem nível 1	i. Registo, visualização, análise e eventual quantificação de defeitos visíveis e potenciais nos elementos estruturais (fendilhacão, deformação, deterioração do betão, deterioração do aço, etc.)
A2.2. Abordagem nível 2	i. Quantificação das propriedades mecânicas do betão e do aço através de ensaios in-situ ou em laboratório. ii. Quantificação das anomalias registadas na abordagem nível 1 através de ensaios in-situ ou em laboratório.
FASE B – AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA	
B1.1. Verificação da segurança da estrutura face às condições iniciais de projeto.	i. Verificação aos estados limites últimos ii. Verificação aos estados limites de utilização
B1.2. Verificação da segurança da estrutura face às novas exigências de utilização.	i. Verificação aos estados limites últimos ii. Verificação aos estados limites de utilização
FASE C – CARACTERIZAÇÃO DO TIPO E OBJECTIVOS DA INTERVENÇÃO	
C1. Face aos resultados das fases A e B, deverá adotar-se uma das seguintes estratégias:	i. Não intervir; ii. Reparar em pequena escala; iii. Reparar e eventualmente reforçar iv. Reforçar; v. Demolir
FASE D – PROJECTO DE REPARAÇÃO/REFORÇO	

5.4 Verificação da segurança de estruturas existentes

Tendo em conta que não se trata de estruturas novas, a escolha do modelo de comportamento estrutural deve ser adequada à realidade da estrutura, possibilitando assim a verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização, e estados limites últimos.

Deste modo, a verificação dos estados últimos é exposta pela seguinte equação:

$$S_d \leq R_d \quad (5.1)$$

O valor de cálculo do esforço que atua na estrutura é caracterizado por S_d , este valor deve ser calculado tendo em consideração o historial de cargas da estrutura. O valor de cálculo do esforço resistente residual do elemento é caracterizado por R_d . Define-se por esforço resistente residual, a capacidade de resistência a cargas após este ter sido sujeito ao historial de cargas durante toda a sua vida útil.

Após a execução das etapas definidas na metodologia de intervenção apresentada por (ACI Committee 364, 1999), deve-se proceder à modelação da estrutura existente, tendo em conta as propriedades mecânicas dos materiais e a disposição estrutural. Depois é necessário quantificar as ações, obter os coeficientes de majoração de ações e definir quais os modelos de análise mais adequados, e por fim utilizar um software de cálculo automático para determinar os esforços atuantes, S_d .

Quantificação de ações: Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983) e, Eurocódigo 1 (CEN, 2002).

Coefficientes de majoração de ações: Coeficientes de segurança propostos no Boletim n.º 162 do CEB (CEB, 1983).

$$\gamma'g = \begin{cases} 1.375 \times (\gamma g - 0.1) \rightarrow \text{Estruturas danificadas} \\ 1.25 \times (\gamma g - 0.1) \rightarrow \text{Estruturas sãs} \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\gamma'q = \begin{cases} 1.65 \times \gamma q \rightarrow \text{Estruturas danificadas} \\ 1.5 \times \gamma q \rightarrow \text{Estruturas sãs} \end{cases} \quad (5.3)$$

$\gamma'g$ = Coeficiente de majoração de ações permanentes em estruturas existentes

$\gamma'q$ = Coeficiente de majoração de ações variáveis em estruturas existentes

Modelos de análise:

Modelo elástico linear.

Modelo elástico linear com redistribuição de esforços.

Modelo plástico.

Modelo não linear.

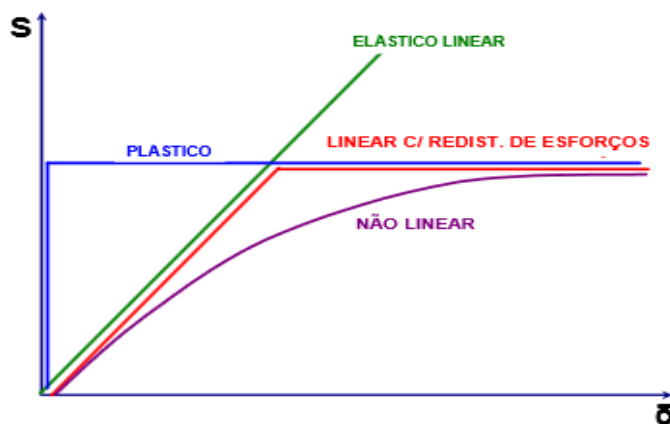


Figura 5-1. Comportamento teórico dos modelos de análise (Appleton, J.& Costa, A. 2011).

Onde:

S= Força

δ =Deformação

Para a determinação de esforços resistentes devem ser tomadas em consideração as características mecânicas residuais dos elementos existentes, estas podem ser determinadas a partir dos seguintes métodos (CEB, 1983):

- i. Estimativa analítica – realiza-se uma estimativa das propriedades mecânicas dos materiais a partir de gráficos apresentados pelo (CEB,1983);
- ii. Ensaio de carga – consiste na realização de ensaios de carga da estrutura, devidamente monitorizados;
- iii. Estimativa empírica – consiste na multiplicação das propriedades dos materiais por coeficientes redutores que procuram ter em conta o efeito dos danos da estrutura existente.

Conforme o método simplificado em iii., o valor das características de rigidez e resistência dos materiais pode ser adquirido a partir das seguintes expressões:

$$R_{residual} = \varphi_R \times R_{Inicial} \quad (5.4)$$

$$K_{residual} = \varphi_K \times K_{Inicial} \quad (5.5)$$

Onde:

$R_{Inicial}$ – Características iniciais de resistência

$K_{Inicial}$ – Características iniciais de rigidez

$R_{residual}$ – Características residuais de resistência

$K_{residual}$ – Características residuais de rigidez

φ_R – Coeficiente empírico para redução de resistência

φ_K – Coeficiente empírico para redução de rigidez

Nas tabelas seguintes, são indicados os valores preconizados pelo CEB (CEB – Bul. 162, 1983)

Tabela 5-3. Coeficiente φ_R para danos provocados por sismos (CEB, 1983).

Tipo de Construção	Nível de Danos			
	Nível A	Nível B	Nível C	Nível C
Nova	0,95	0,75	0,45	0,15
Antiga	0,8	0,6	0,3	0
Nível A	Fendas de flexão isoladas com larguras inferiores a 1 – 2 mm, desde que um cálculo simples demonstre que estas fendas não são devidas a deficiência da armadura para as ações de dimensionamento, mas sim devidas a efeitos localizados (juntas de construção, restrições devidas a paredes divisórias, choques ligeiros, ações térmicas iniciais, retrações, etc.).			
Nível B	Várias fendas de flexão largas ou fendas de corte diagonais isoladas com larguras inferiores a cerca de 0.5 mm, não existindo deslocamentos residuais.			
Nível C	Fendas de corte bi-diagonais e/ou esmagamento localizados no betão devidos a corte e compressão, não existindo deslocamentos residuais apreciáveis; ocorrência de fendilhacão em nós de ligação viga / pilar.			
Nível D	Rotura do núcleo de betão do elemento, encurvadura dos varões (o elemento perdeu a continuidade mas não colapsou), existindo apenas pequenos deslocamentos residuais (verticais e horizontais); ocorrência de danos severos em nós de ligação pilar / viga.			

Tabela 5-4. Coeficiente φ_R para danos provocados por incêndios (CEB, 1983).

Tipo de Construção	Nível de Danos			
	Nível A	Nível B	Nível C	Nível C
Nova	0,95	0,80	0,65	0,4
Antiga	0,90	0,75	0,60	0,30
Nível A	Sem danos, exceto algum descasque mínimo do acabamento e/ou do betão.			
Nível B	Acabamento bastante afetado, algum descasque do betão; microfendilhacão generalizada da superfície do betão e eventual cor rosada, o que dependerá dos agregados.			
Nível C	Arranque generalizado do acabamento, descasque significativo do betão e eventual cor cinzento avermelhado / esbranquiçado; os varões ainda estão aderentes ao betão, apenas um varão no caso de pilares ou até 10% da armadura principal no caso de vigas e lajes, tenha encurvado.			
Nível D	Danos severos, descasque generalizado do betão deixando à vista praticamente toda a armadura; o betão possui uma cor amarelo acastanhado; mais do que um varão no caso de pilares ou até 50% da armadura principal no case de vigas e lajes, encurvou, podendo existir distorção dos pilares; eventuais fendas de corte com poucos milímetros de largura nos pilares;			

eventuais fendas de flexão / corte com vários milímetros de largura nas vigas e lajes e possíveis flechas apreciáveis.

Tabela 5-5. Coeficiente φ_R para danos provocados pela corrosão (CEB, 1983).

Tipo de Construção	Nível de Danos			
	Nível A	Nível B	Nível C	Nível C
Nova	0,95	0,8	0,6	0,35
Antiga	0,85	0,7	0,5	0,25
Nível A	Manchas de ferrugem, alguma fendilhacão longitudinal, perda de secção de armadura <1%.			
Nível B	Manchas de ferrugem, alguma fendilhacão longitudinal e transversal, algum descasque do betão, perda de secção da armadura <5%.			
Nível C	Manchas de ferrugem, fendilhacão extensa, descasque significativo do betão, perda de secção da armadura <10%.			
Nível D	Manchas de ferrugem, fendilhacão extensa, descasque do betão em algumas zonas deixando a armadura à vista, perda de secção da armadura <25%, eventuais deslocamentos residuais.			

Tal como acontece em estruturas novas, os valores de cálculo das características iniciais de resistência e de rigidez, são obtidos pela aplicação dos coeficientes de minoração das propriedades dos materiais, caso exista informação rigorosa acerca dos materiais utilizados. Estes coeficientes, de acordo com (CEB, 1983) podem ser inferiores aos utilizados no cálculo de estruturas novas, no entanto o CEB não refere um valor para os mesmos.

Para verificação dos estados limites de utilização, são calculados os esforços com combinações de ações no Estado Limite de Utilização. No lado da resistência dos materiais, as características de resistência (rigidez axial e de flexão), devem ser reduzidos 20% ,coeficiente φ_R , (consultar tabelas 6,7 e 8 do CEB, 1983) (CEB, 1983).

5.5 Caracterização do tipo de intervenção

De acordo com CEB, para caracterizar o do tipo de intervenção a utilizar, define-se o coeficiente de capacidade, ϕ , dado pela expressão seguinte:

$$\Phi = \frac{R'_d}{S'_d} \quad (5.6)$$

Onde:

Φ = Coeficiente de capacidade

R'_d =Esforço de cálculo residual resistente

S'_d =Esforço de cálculo atuante

A decisão do tipo de intervenção a adotar deve ter em conta os critérios baseados apresentados na tabela seguinte, sugeridos pelo CEB, mas também a importância e o tipo de utilização da estrutura.

Tabela 5-6.Relação entre Coeficiente de Capacidade e Grau de Intervenção

Coeficiente de Capacidade, ϕ ,	Ação
$\phi \geq 1$	Não reforçar
$0,67 < \phi < 1$	Reparar e eventualmente reforçar
$0,50 < \phi < 0,67$	Reforçar
$\phi \leq 0,50$	Demolir

5.6 Parâmetros principais a considerar no dimensionamento do Reforço

A par do dimensionamento para estruturas novas, a filosofia dos estados limites deve ser a mesma para o dimensionamento de reforço, e seguir as recomendações dos regulamentos em vigor nacionais e europeus.

Para materiais de reforço tais como o betão cofrado, betão projetado e aço, o CEB recomenda coeficientes de segurança de minoração (γ'_c e γ'_s) indicados nas tabelas seguintes: (CEB – Bul. 162, 1983).

Tabela 5-7. Coeficientes de minoração (γ'_c) para betão cofrado em obra (CEB, 1983).

Controlo de Qualidade e Inspeção	Espessura Adicional			
	< 100mm		>100mm	
	Acessibilidade			
	Baixa	Normal	Baixa	Normal
Alto	1,80	1,65	1,50	1,50
Médio	1,95	1,80	1,65	1,50

Tabela 5-8. Coeficientes de minoração (γ'_c) para betão projetado (CEB, 1983).

Controlo de Qualidade e Inspeção	Acessibilidade	
	Baixa	Normal

Alto	1,95	1,80
Médio	2,10	1,95

Tabela 5-9. Coeficientes de minoração (γ'_s) para Aço (CEB, 1983).

Controlo de Qualidade e Inspeção	Armaduras Novas
Alto	1,40
Médio	

Em relação aos restantes materiais de reforço, os coeficientes de minoração das propriedades dos materiais, devem ser calculados em função ao tipo de material e sistema de reforço aplicado, de forma que se mobilizem tensões mais baixas, compatíveis com a transmissão de esforços (Ripper, 2005)

Já a determinação dos esforços resistentes das estruturas em betão armado reforçada, pode ser realizada através de:

- i. Métodos numéricos que recorrem à simulação das tensões iniciais dos materiais existentes.
- ii. Métodos numéricos que consideram a transferência de tensões entre os materiais existentes e os materiais de reforço.
- iii. Métodos simplificados, tais como o método dos coeficientes globais.

A aplicação do Método dos coeficientes globais, baseia-se primeiro na determinação da resistência da estrutura através dos modelos de comportamento utilizados em estruturas de betão armado nova, excluindo a existência de qualquer dano e estados de tensão prévios, quer isto dizer, antes de qualquer aplicação de técnica de reforço, R_i . Em seguida aplica-se um coeficiente redutor de monolitismo, $\gamma_{n,R}$, Este representa a imperfeição da ligação entre o reforço e a estrutura existente, e supõe que a estrutura após o reforço deixa de funcionar como uma estrutura monolítica. O valor é definido consoante o tipo de reforço, sendo esta responsabilidade do projetista.

$$R_r = \gamma_{n,R} \times R_i \quad (5.7)$$

R_r = Resistência da estrutura após reforço

$\gamma_{n,R}$ = Coeficiente de monolitismo

R_i = Resistência da estrutura supondo que é nova

A verificação das tensões de corte e as tensões normais entre o material de reforço e a estrutura existente devem ser alvo de análise neste tipo de projetos.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \quad (5.9)$$

τ_{Sd} = Tensão de corte aplicada

τ_{Rd} = Tensão de corte resistente

σ_{Sd} = Tensão normal aplicada

σ_{Rd} = Tensão normal resistente

5.7 Mecanismos de transferência de tensões de acordo com CEB N°162

Nos projetos de reforço, o mecanismo de transferência de tensões é fundamental para que a estrutura após o reforço seja o mais monolítica possível, Ou seja, o material de reforço e existente não tenha comportamentos muito independentes, tornando-se mais previsível o seu comportamento.

5.7.1 Transferência de tensões através de compressão direta, betão sobre betão

Sendo a compressão a melhor opção para transferir tensões entre betão/betão, devem-se garantir alguns pré-requisitos para se conseguir uma ligação satisfatória. É necessário limpar a superfícies de ligação, assegurar uma boa rugosidade e saturar a superfície com água pelo menos 6 horas antes de aplicar o betão novo. O novo betão deve ser bem compactado.

Geralmente, ocorrem deformações, devido às imperfeições de compactação e de confinamento. Para minimizar estas deformações é necessário criar uma espessura mínima de betão entre as interfaces. Assim, esta nova espessura de betão pode apresentar um módulo de elasticidade inferior comparativamente ao módulo de elasticidade do conjunto.

$$\Delta L = \frac{\sigma}{E} \times L \times \left(1 + \frac{L_0 \div L}{E_0 \div E}\right) \times \xi \quad (5.10)$$

Onde:

ΔL = Variação de Comprimento

σ = Tensão no betão

E = Módulo de Elasticidade do betão

L = Comprimento da Ligação

ξ = Fator de Correção (depende da compactação, da fluidez e das adições presentes no betão)

5.7.2 Transferência de tensões através de adesão betão/betão

A ligação da interface efetuada através da adesão é influenciada pela rugosidade e tratamento das superfícies de ligação, pelo método usado na colocação do betão novo, e pela utilização de agentes químicos de ligação ou betão especial. Fatores como a diferença de idade entre o betão novo e velho, a resistência, retração e fluência do betão novo não influenciam a adesão entre as superfícies.

Em relação à rugosidade das superfícies, um estudo conduzido por F. Daschner (1976), aponta essencialmente para três as principais condições de rugosidade (ver Tabela 5-10).

Tabela 5-10. Força de Adesão consoante a interface de ligação

Condições de Interface	Força da Adesão (N/mm ²)
Suave ou liso	1,0
Jato de Areia	1,7
Dente de Serra	1,9

Em 1977, K. Steinwede investigou a influência de vários agentes, na ligação entre betão velho e betão novo. Conseguiram-se obter valores de adesão entre 80% a 100% da resistência à tração do betão antigo quando a ligação é efetuada com argamassas com polímeros modificados, argamassas com resinas, ou betão projetado.

Em relação ao método usado para aplicação do betão novo, quando é aplicado a técnica de projeção ou pulverização obtêm-se resultados mais satisfatórios, uma vez que a força de impacto faz com que sejam preenchidos mais poros e vazios no betão existente. O resultado final da ligação permite que a estrutura seja tratada como uma estrutura monolítica.

5.7.3 Transferência de tensões através de fricção betão/betão

A quantidade da transferência de tensões que se exercem através da fricção depende de vários fatores tais como:

- Tamanho e forma dos agregados presentes na interface do betão.

Estes fatores são importantes para se obter um coeficiente de fricção maior. Agregados com maiores dimensões e arestas angulares mais íngremes são melhores para aumentar o atrito.

$$\mu = \tau_R \div \sigma_N \quad (5.11)$$

Onde:

μ = Coeficiente de Fricção

τ_R = Tensão de Corte

σ_N = Tensão Normal

b) Rugosidade da superfície.

A rugosidade pode ser classificada como micro-rugosidade ou como macro-rugosidade, neste caso pode-se considerar como macro rugosidade. Esta será maior, quanto maior o coeficiente de fricção, e quanto maior área de contacto.

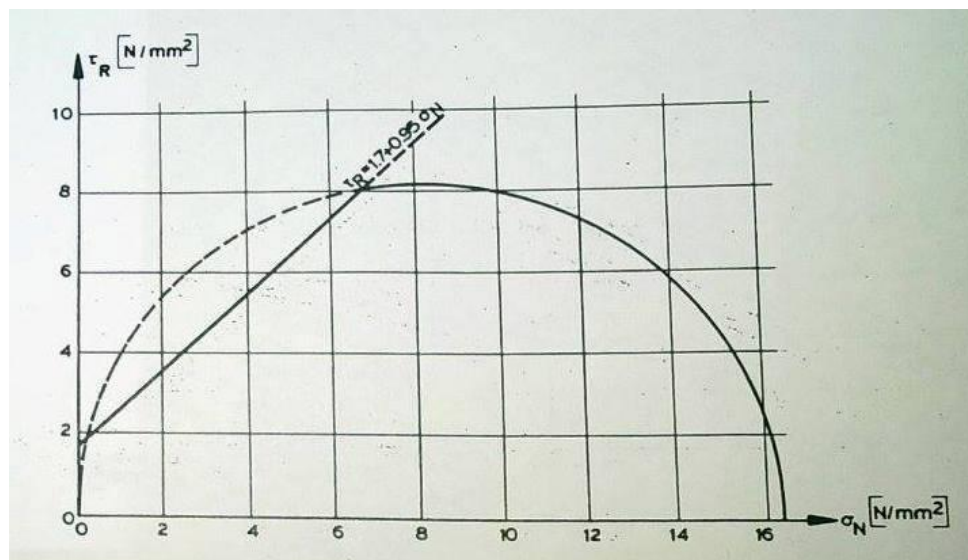


Figura 5-2. Tensão de corte em função da tensão normal em superfície de betão tratada com jacto de areia (CEB, Bulletin d'information nº162,1983).

c) Tensão normal de compressão, (σ_N), aplicada externamente.

A tensão normal de compressão, determina a força de compressão a que os agregados da superfície estão sujeitos. Valores elevados da tensão normal de compressão originam elevadas rigidez ao corte e diminui a probabilidade de rotura por deslizamento. Este aumento é mais evidenciado quando se tratam de superfícies lisas, quando as superfícies são mais ásperas o aumento da tensão normal é significativo apenas quando as forças de corte são baixas.

5.7.4 Transferência de tensões de compressão através camadas de resina

Embora a distribuição de tensões que atua numa camada fina de resina não seja uniforme, esta força de ligação entre interfaces é proporcional à área de superfície, quer seja betão/betão ou betão/aço. As resinas são caracterizadas pela sua elevada resistência mecânica, embora o seu módulo de elasticidade seja consideravelmente menor quando comparado com o betão. A superfície onde se vai estabelecer a ligação deve ter uma rugosidade não muito acentuada, de maneira que a película de resina não sofra descontinuidades. Embora a ligação

mecânica diminua nas superfícies menos rugosas, a ligação química providenciada pela resina garante que, em esforços de flexão ou de corte, a rotura acontece no betão.

Uma ligação efetuada com recurso a resinas epoxy ou polyester só é eficaz, garantindo a transferência de tensões, quando as interfaces estão completamente secas, qualquer presença de humidade vai influenciar drasticamente a capacidade de adesão das mesmas. (CEB, Bulletin d'information nº162, 1983)

Resumidamente as características mecânicas responsáveis pela transferência de tensões através da camada de resina são:

- Compressão: Uma transferência de tensões através da compressão é conseguida quando as tensões são perpendiculares;
- Tração: A resistência à tração com camadas de resina, são muitas vezes superiores à resistência do betão à tração, como já foi dito anteriormente. Geralmente quando existe uma rotura no sistema, esta dá-se no betão e não na resina. Esta resistência depende muito da espessura da camada de resina.

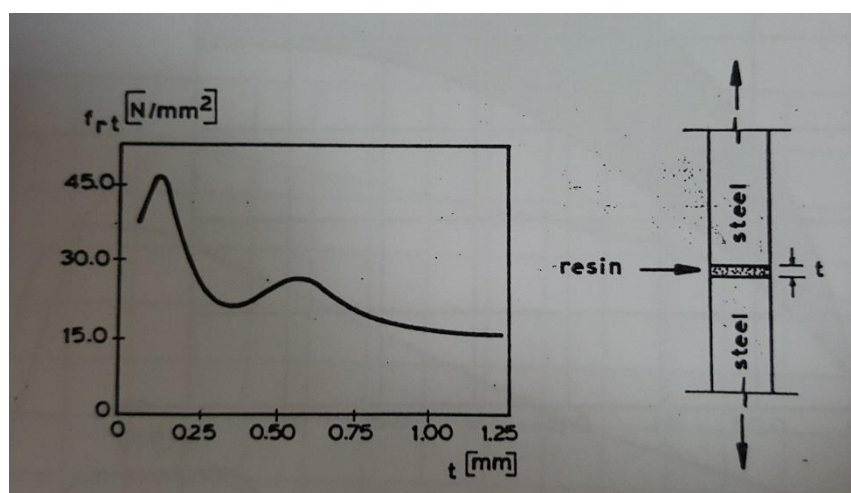


Figura 5-3. Espessura da camada de resina e correspondente resistência à tração (CEB, Bulletin d'information nº162, 1983).

- Tensão tangencial: A resistência ao corte da resina máxima é mobilizada quando as superfícies estão secas e os coeficientes de fricção (μ) são baixos, com micro rugosidade inferiores a 0.02mm.

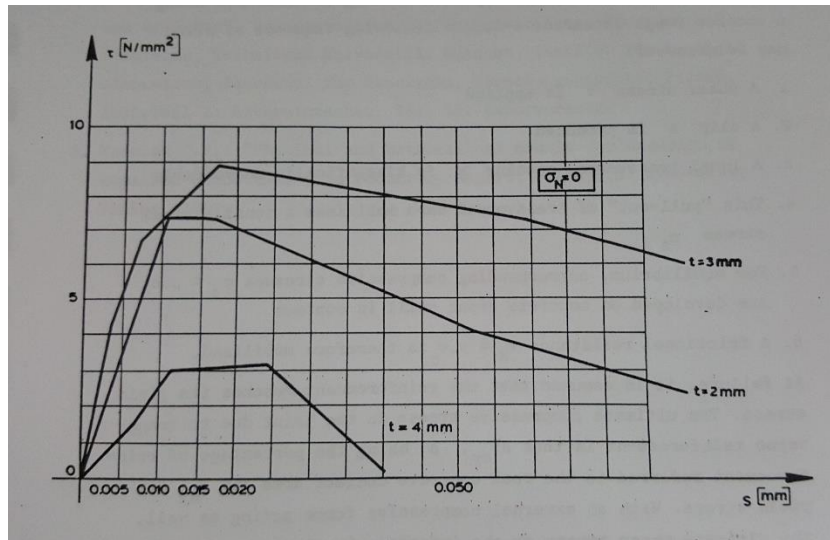


Figura 5-4. Tensão de corte em função do deslizamento para várias espessuras de chapa de aço coladas (CEB, Bulletin d'information n°162, 1983).

5.7.5 Transferência de forças das armaduras de reforço para armaduras de reforço ou armaduras existentes

A transferência de forças é feita de uma armadura através da ligação ao betão envolvente para as outras armaduras. Dentro de betão, estas forças podem gerar tensões de corte elevadas. Quando se utilizam varões de aço com diâmetro inferior a 12mm é aconselhável a não se deixarem as extremidades livres dos varões alinhadas.

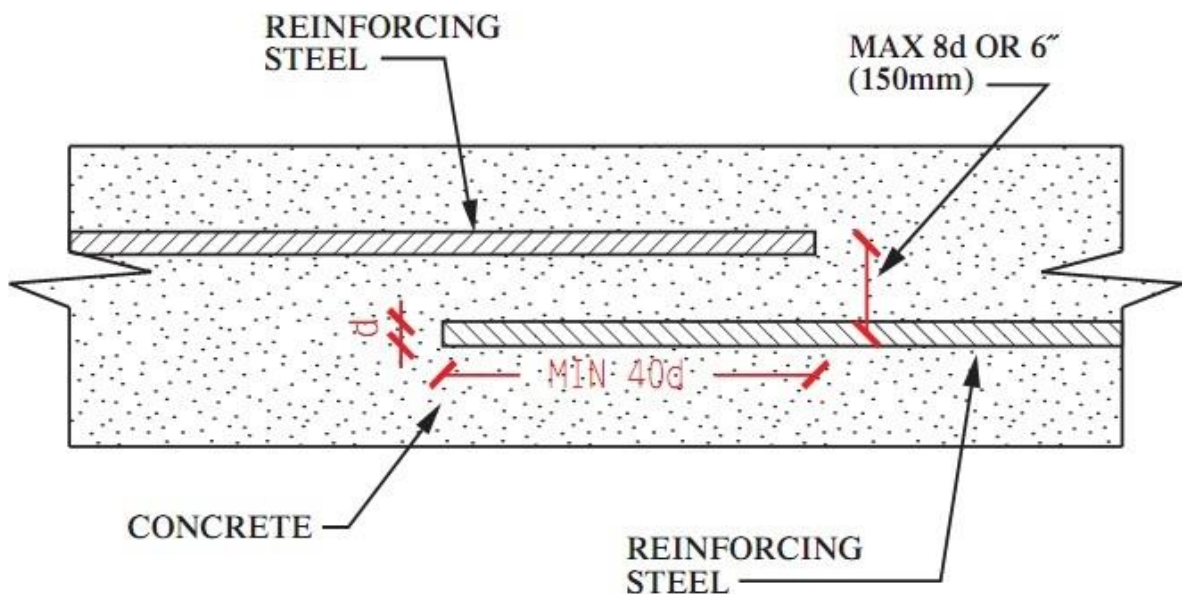


Figura 5-5. Transferência de forças através das armaduras de reforço (CED, 2015)

Este tipo de transferências de tensões também pode ser efetuado através de ligações soldadas entre os varões de reforço.

Seja qual o tipo de mecanismo de transferência de tensões de aço para aço, o uso de estribos (ou mais geral reforço transversal) na zona de ligação é essencial para o equilíbrio de forças e para aumentar a rigidez do reforço.

5.8 Principais Técnicas de reparação e reforço estrutural

Quando é necessário reparar e reforçar uma estrutura de betão armado, torna-se importante escolher as técnicas mais apropriadas ao caso em estudo, minimizando o nível de intrusão, e otimizando a durabilidade e eficiência. Desta maneira a escolha da metodologia deve passar por uma minuciosa análise das causas e extensão das patologias, características da estrutura, condicionamentos técnico sociais, designo da vida útil, funcionalidade e viabilidade económica.

São muitas as técnicas já desenvolvidas, a enumeração e descrição de todas as técnicas possíveis não se enquadra no âmbito definido para esta dissertação, pelo que se optou por referir apenas as mais utilizadas e avançadas tecnologicamente.

5.8.1 Métodos de proteção/reparação eletroquímica

Estes métodos têm como princípio alterar os potenciais das armaduras com recurso à aplicação de um campo elétrico permitindo a restauração da passividade das armaduras, a alcalinidade do betão ou eliminação do agente agressor, parcial ou até mesmo total. Estes métodos além de apresentarem resultados com elevado sucesso, a execução causam perturbações mínimas na funcionalidade da estrutura devido à diminuta amplitude das intervenções, tais como demolições ou substituição do betão contaminado. (D. W. Whitmore, 2002).

Habitualmente usam-se as técnicas:

- Proteção catódica;
- Realcalinização;
- Dessalinização ou extração eletroquímica.

Destas três técnicas, será apenas exposta a descrição da Proteção catódica por ser a mais eficaz e utilizada.

5.8.1.1 Proteção Catódica

A proteção catódica consiste genericamente na alteração do potencial elétrico no aço para valores mais negativos. Com recurso a uma fonte de corrente contínua, e um ânodo aplicado no interior do betão ou à superfície, são aplicados eletrões às armaduras, aumentando assim a intensidade das reações catódicas e diminuindo a intensidade das reações anódicas, quer isto dizer que o aço passa a funcionar como cátodo. De todos os métodos eletroquímicos, este é o único enquadrado numa norma europeia a **EN 12696: 2000** “Cathodic protection of steel in concrete”. Esta norma abrange a aplicação de proteção catódica em estruturas novas ou

existentes desde que sejam atmosféricas, quer isto dizer que estruturas enterradas ou submersas não são abrangidas (D. W. Whitmore, 2002).

A constituição de um sistema de proteção catódica abrange:

- Fonte de alimentação externa;
- Ânodo /sistema de distribuição de corrente;
- Cátodo (armaduras);
- Fio elétricos de ligação para o fecho do sistema;
- Sensores de controlo e monitorização;

Existem dois tipos de ânodos, os ânodos inertes utilizados em sistemas de corrente imposta, e ânodos galvânicos ou de sacrifício. Ambos os tipos de ânodos podem ser aplicados de uma forma isolada/interna ou distribuída ao longo da estrutura. Os ânodos inertes, são consumidos ao longo do tempo necessitando de uma corrente contínua, denominando-se proteção catódica por corrente imposta ou impressa, estes sistemas são os mais usados, porque proporcionam uma distribuição de corrente mais ampla possibilitando que a proteção catódica atinga uma área maior. Tem ainda a vantagem de alterar a intensidade de corrente transmitida possibilitando compensar alterações de potencial (D. W. Whitmore, 2002). Já relativamente aos ânodos galvânicos ou sacrificiais, estes são menos dispendiosos e de aplicação mais simples quando aplicados na altura da construção da estrutura. O não recurso de uma fonte de energia externa, anula o perigo de interação com outras estruturas em redor. No entanto, apresentam algumas desvantagens que podem inviabilizar a sua escolha, tais como a dificuldade de controlar o sistema devido à impossibilidade de monitorização, assim como o tempo de serviço útil relativamente curto. Para garantir um correto funcionamento da proteção catódica é necessário compreender a série galvânica, esta é constituída por uma lista de metais, ordenados pelo seu nível de oxidação, ou seja a suscetibilidade de corrosão quando inseridos no eletrolítico (A. V. Moreno, et all. 2007).

Tabela 5-11. Série galvânica dos materiais

	Metal	Potencial de Eléctrodo (volt)	
Menos Nobres	Magnésio	-2,340	Anódicos
	Alumínio	-1,670	
	Zinco	-0,762	
	Cromo	-0,710	
	Ferro	-0,440	
	Cádmio	-0,402	
	Níquel	-0,250	
	Estanho	-0,136	
	Chumbo	-0,126	
Mais Nobres	Cobre	0,345	Catódicos
	Prata	0,800	
	Ouro	1,680	

Quanto mais afastado estiver o material do ânodo na série galvânica relativamente ao aço das armaduras, maior será a diferença de potencial entre estes, logo o sistema de proteção será mais eficaz. (Electrical Engineering Cathodic Protection, 2004).

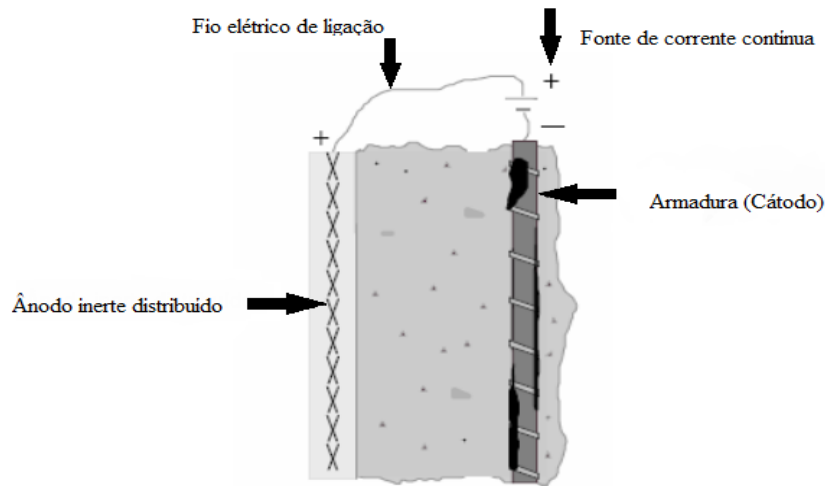


Figura 5-6. Esquema de proteção catódica por corrente imposta com recurso a ânodo inerte distribuído (adaptado de G. Kakuba, 2005).

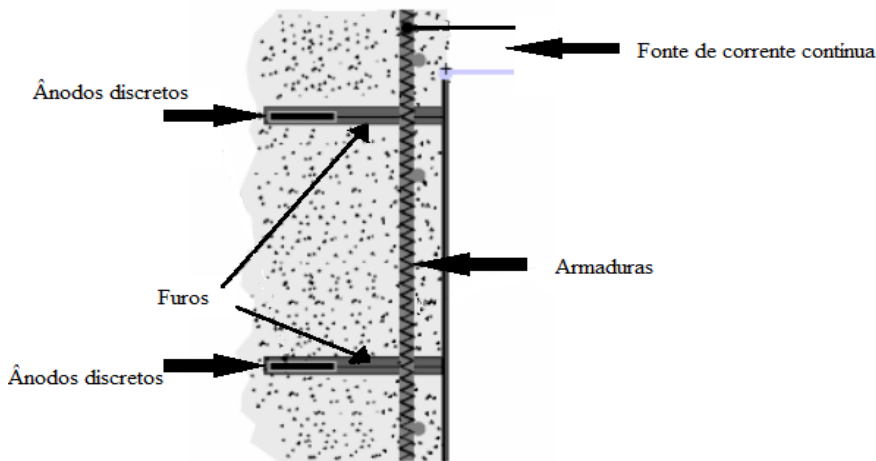


Figura 5-7. Esquema de proteção catódica por corrente imposta com recurso a ânodos internos (adaptado de G. Kakuba, 2005).

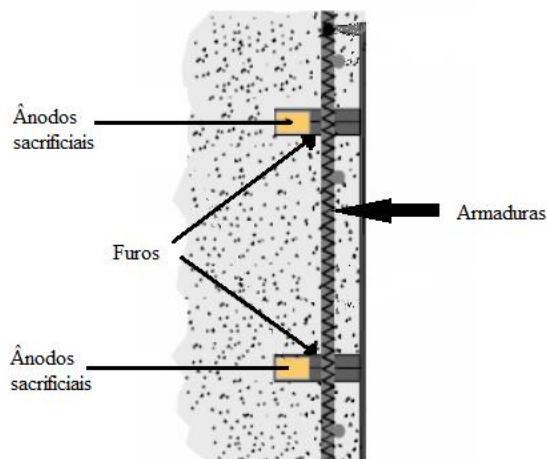


Figura 5-8. Esquema de proteção catódica com recurso a ânodos de sacrifício, sem necessidade de fonte de corrente contínua (adaptado de G. Kakuba, 2005).

Os ânodos internos possibilitam uma proteção mais eficaz possibilitando a distribuição em número e espaçamento conforme a densidade da armadura existente, e em zonas com requisitos de proteção elevados. Acresce ainda a vantagem de poderem ser utilizados em elementos com recobrimento pequeno (Joana Silva, 2007). Este tipo de aplicação apresenta alguns inconvenientes, tais como a possibilidade de ocorrência de curto-circuito, caso o ânodo toque nas armaduras. Quando se utiliza corrente imposta, a diferença de potencial pode gerar gás no interior da estrutura o que leva à necessidade de criar um sistema de ventilação (D. W. Whitmore, 2002).

Atualmente são comercializados vários tipos de ânodos em função do material de fabrico, desta forma torna-se essencial conhecer as suas propriedades mecânicas e físicas, assim como a classe de exposição ambiental onde vão ser utilizados.

Os principais materiais dos ânodos para sistemas de corrente imposta são:

- Malhas de titânio

Estas malhas de titânio são as mais utilizadas em sistemas com ânodos de corrente imposta, têm cerca de 1 a 2 mm de espessura. São revestidas com óxidos de metais nobres (MMO-mixed metal oxides) em forma tubular varão ou fio e têm um período de vida útil superior a 25 anos (Z.Loureço, 2007). São fabricadas com tamanhos diferentes de aberturas, proporcionando a distribuição de diferentes densidades de corrente, suportando uma densidade máxima de aproximadamente 100 mA/m^2 (Joana Silva, 2007).

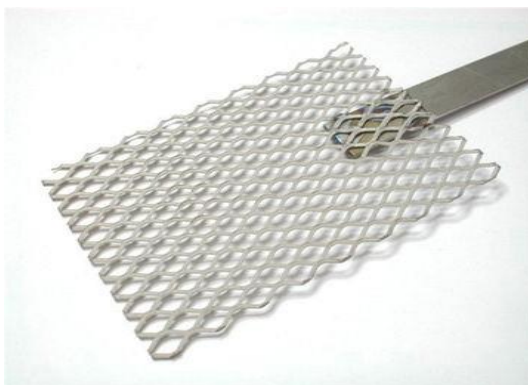


Figura 5-9. Malha de titânio (Global Sources 2015).

- Fitas de malha de titânio

As fitas de malha de titânio, têm geralmente 10 a 20 mm de largura, são também revestidas com óxidos de metais nobres (MMO). São fabricadas com várias espessuras suportando densidades de corrente entre 3 e 6 mA/m linear e têm a vantagem dos problemas de delaminação do betão serem mais baixos. Em termos de vida útil, anda na ordem dos 40 anos. (Z.Loureço, 2007).



Figura 5-10. Fita de malha de titânio (Chemical Newtech 2015).

- Ânodos enterrados de titânio ativado, ferro e grafite

Este tipo de ânodos tem como constituição um revestimento com óxidos de metais nobres. Os primeiros ânodos eram constituídos por ferro e aço, mas como o consumo destes era muito elevado, foram substituídos por ânodos de grafite, cuja taxa de consumo era inferior, dominando o mercado até meados dos anos 70 (Public Works Technical Bulletin, 2002) Os ânodos com grafite são envoltos em uma composição de carbono, evitando assim um consumo do ânodo não uniforme (Electrical Engineering Cathodic Protection, 2004). É importante salientar que a diferença de potencial entre a grafite e o aço é de 1 Volt, atuando a grafite como cátodo., Os ânodos mais eficientes são os de titânio, apesar do custo mais elevado

comparativamente com as outras tipologias. Estes são estáveis em qualquer exposição ambiental, devido ao revestimento com óxidos de metais nobres promovem o aumento de vida útil normalmente na ordem dos 15 a 20 anos. “Os ânodos enterrados de corrente impressa são aplicados em aberturas no solo sendo posteriormente ligados por fios condutores ao pólo positivo do retificador estabelecendo-se assim as ligações anódicas. À semelhança dos sistemas de proteção catódica já apresentados, a promoção das ligações catódicas é efetuada através da ligação das armaduras ao pólo negativo da fonte de corrente” (Joana Silva, 2007).



Figura 5-11. Ânodo de titânio ativado (Global Sources 2015).

- Revestimentos ou tintas orgânicas condutoras

As tintas condutoras contêm na sua composição materiais de elevada condutibilidade elétrica, tais como a grafite e o carbono. Este tipo de ânodos tem a vantagem de serem de aplicação muito simples em qualquer tipo de superfície, e não precisam de um revestimento de proteção. No entanto, o sistema facilmente entra em curto-circuito, em ambientes com exposição à chuva ou por contacto com a armadura exposta (Joana Silva, 2007).



Figura 5-12. Aplicação de tinta orgânica condutora (CONREHAB, Cathodic protection 2015).

Os principais materiais dos ânodos sacrificiais ou galvânicos são:

- Ânodos enterrados de zinco, alumínio e magnésio

Estes ânodos funcionam muito bem em sistemas de proteção catódica em estruturas enterradas porque fornecem correntes mais elevadas comparativamente com os outros ânodos sacrificiais. Estes ânodos vêm promovidos de um fio metálico para posteriormente ser ligado às armaduras através de solda, geralmente são envolvidos em papel para a proteção dos mesmos. A colocação dos ânodos deve ser colocada a um à distância mínima de 1 metro da estrutura a proteger. (Electrical Engineering Cathodic Protection, 2004).



Figura 5-13. Ânodo enterrado de magnésio (AEGION, 2015)

- Ânodos adesivos

Esta tipologia de ânodo consiste em chapas de zinco com espessura de cerca de 0.25 mm que são aplicadas na superfície da estrutura a proteger com o auxílio de um adesivo condutor designado por hydrogel. Este têm a vantagem de manterem permanentemente o contato entre o ânodo e o betão, funcionando o hydrogel como um segundo eletrolítico (Jianhai Qiu, 2002).

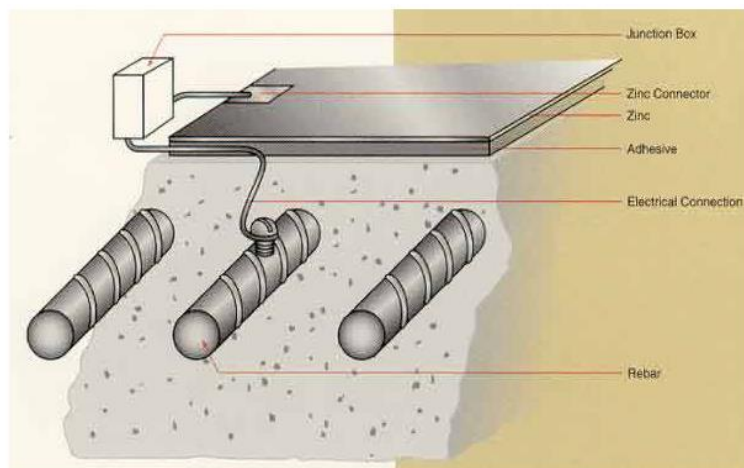


Figura 5-14. Sistema de ânodo adesivo de zinco (Jianhai Qiu, 2002).

- Sistemas com núcleos de zinco

A maior parte destes sistemas é constituída por núcleos de zinco, envolvidos em argamassas altamente alcalinas para promoverem a corrosão do zinco. O zinco ocupa a posição na serie galvânica do metal que corrói mais facilmente, logo o risco de corrosão nas armaduras é quase nulo. A aplicação deste sistema é feita com a ligação direta as armaduras através de fios de aço que transmitem a corrente galvânica. É aconselhado a aplicação de uma camada de betão a cobrir o ânodo. O tempo de vida útil não chega aos 20 anos, dependendo muito das condições do betão e das características do ânodo. (E. Gilinsky, 2006).

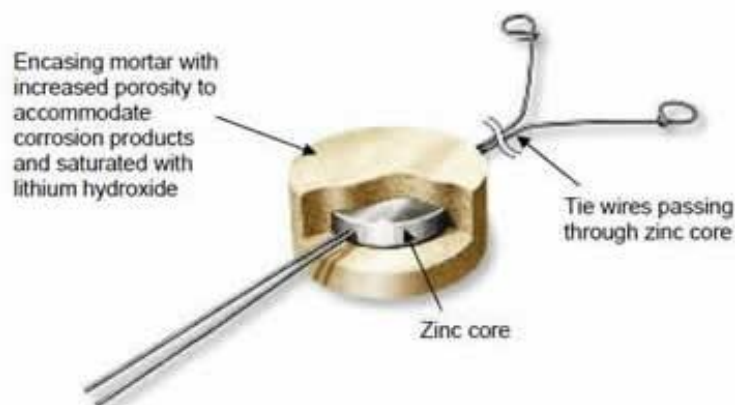


Figura 5-15. Ânodo de zinco envolvido em argamassa de elevada porosidade (CCASMI, Corrosion Services, 2015).

- Malhas de zinco

As malhas de zinco podem ser aplicadas em pilares de diversas formas devido à baixa complexidade do sistema, apresentam uma vida útil de serviço superior a 40 anos e não necessitam de manutenção. Os espaços vazios entre a superfície de betão e a malha devem ser preenchidos por uma argamassa cimentícia (S. F. Daily, 2007).



Figura 5-16. Sistema de proteção catódica com malha de zinco (FOSROC, 2015).

- Metais projetados

Neste tipo de sistema, a aplicação deve ser feita diretamente nas armaduras da estrutura, sem aplicação de camada de recobrimento após a remoção do betão deteriorado. Em zonas onde o betão está relativamente seco, a corrente proporcionada pelo zinco vai diminuindo ao longo do tempo, como recurso recorre-se a uma combinação dos metais alumínio, zinco e índio de modo a melhorar a eficiência do sistema (S. F. Daily, 2007).



Figura 5-17. Aplicação de metais por projeção em estrutura de betão armado (Structural Technologies, 2015).

Os processos de proteção catódica por corrente impressa carecem de uma continuidade elétrica entre o betão e a armadura, logo quanto maior for a resistividade elétrica do betão menor será a intensidade de corrente necessária. A contaminação por cloretos está associada a grandes níveis de humidade aumentando a resistividade elétrica. Comparativamente, nos casos de carbonatação do betão a resistividade elétrica é muito mais reduzida.

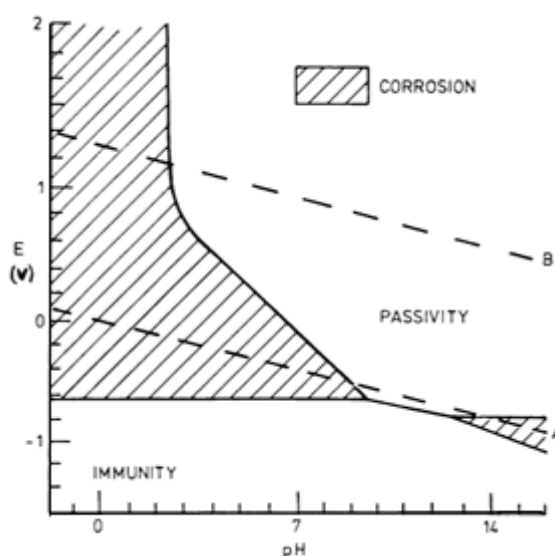


Figura 5-18. Diagrama de Pourbaix para Fe-H₂O a 25°C (SJSU,2015).

Entenda-se por resistividade a propriedade dos materiais que quantifica a relação que existe entre o campo elétrico aplicado e densidade de corrente que percorre a unidade de volume desse material. (J.M. Miranda et all).

Das desvantagens que o método de proteção catódica com corrente impressa, destaca-se o risco de o aço, sob a tensão do campo elétrico, para sofrer alguma fragilização. Este fenómeno é mais plausível de acontecer em aços de elevada ductilidade, como é o caso de aços de pré-esforço. A causa provém de valores muito elevados de potenciais negativos no aço, originando libertação de hidrogénio na interface das armaduras. A perda de aderência na interface armadura-betão, ocorre sobretudo em varões de aço lisos. Outro acontecimento, embora raro, verifica-se quando a proteção catódica nas armaduras aumenta a alcalinidade na envolvente das armaduras, podendo promover reações álcalis-sílica em betões constituídos com agregados reativos.

As intensidades de corrente que possibilitam o abrandamento ou a paragem da corrosão oscilam nos 20mA/m² de armadura. A repassivação das armaduras necessita de intensidades de 20mA/m². (P. Pedferri, 1998).

5.8.2 Reforço de seções com encamisamento/colagem de chapas metálicas (EBR) Externally bonded reinforcement

5.8.2.1 Introdução

Após o sismo de 1971 em San Fernando nos Estados Unidos da América, foi reconhecida a necessidade de dar mais atenção ao reforço dos elementos estruturais, nomeadamente pilares. Desde então, na década de 1990 muitos estudos foram conduzidos acerca do reforço de seções estruturais, nomeadamente o departamento de transportes da Califórnia (CALTRAN). Esses estudos foram, essencialmente, em pilares de pontes com recurso a encamisamento de chapas metálicas e concluiu-se que esta opção de reforço proporciona um aumento da ductilidade, aumento da resistência ao esforço transversal e maior dissipação de energia (Charlotte A.C. Bouvier, 2003).

Este tipo de método é relativamente simples, consiste em colar armaduras (chapas ou placas) à superfície do betão por aplicação de uma resina epoxy. O adesivo garante a ligação entre o betão e a armadura adicionada, desta maneira são transferidas as forças da armadura para o betão por intermédio de tensões tangenciais desenvolvidas ao longo da interface de colagem (Juvandes, 1999). Esta técnica permite o reforço de vigas ao esforço transversal, à flexão e o reforço de pilares à compressão simples e flexão composta

A utilização de elementos metálicos apresenta várias vantagens no reforço e na reparação de estruturas, entre as quais salientam-se os seguintes (José V. Paiva et all, 2006).

- Relação favorável peso/resistência mecânica;
- Aptidão para resistir a diferentes tipos de solicitações;
- Capacidade de adaptação aos espaços existentes;
- Elevado grau de prefabricação, que permite a realização de operações de montagem relativamente limpa e assegura a entrada imediata “em serviço” da nova estrutura;
- Rapidez e facilidade de execução;
- Diminuta alteração nas dimensões arquitetônicas;
- Não requer mão-de-obra especializada;

Em relação as desvantagens as principais são:

- Vulnerabilidade da estrutura à corrosão e ao incêndio;
- Manuseamento das chapas metálicas devido ao seu peso;
- Limitação das dimensões das chapas metálicas;

A solidarização do reforço com o material existente é, por vezes, feita através de transmissão de tensões tangenciais. Deste modo, para um melhor aproveitamento do reforço é aconselhável o uso de técnicas de colagem ou buchas autoexpansíveis.

5.8.2.2 Descrição da técnica

O princípio por trás desta técnica é o encamisamento de aço atuar como um confinamento passivo de reforço. Este encamisamento vai impedir dilatações do betão, havendo uma compressão lateral a resistência à compressão é aumentada, assim como a resistência ao corte e a ductilidade do elemento.

Os elementos utilizados são geralmente chapas de aço ou perfis metálicos, colados com resinas epoxy, podendo ainda ser complementada com buchas metálicas.

Para pilares circulares o método utiliza duas secções semicirculares, onde são unidas através de soldadura ao longo de toda a altura do revestimento. É deixado um espaço aproximadamente de 2 centímetros entre o pilar e o revestimento para este ser preenchido com argamassa, possibilitando uma boa ligação entre os materiais e assim criar um comportamento monolítico entre os mesmos. Um espaço de cerca de 5 centímetros é também deixado entre a parte superior e inferior do pilar para evitar possíveis destacamentos do revestimento (Daudey, X. and A. Filiatrault., 2000).

Para pilares retangulares, o encamisamento metálico pode ser feito com secções retangulares ou elípticas. No caso de um revestimento retangular o procedimento é semelhante ao descrito anteriormente, as chapas em forma de “L” são solidarizados através de soldadura. Para encamisamento com secções elípticas, os espaços vazios são preenchidos com betão em vez de argamassa porque a quantidade a preencher é maior. (Aboutaha, R.S et all., 1999).

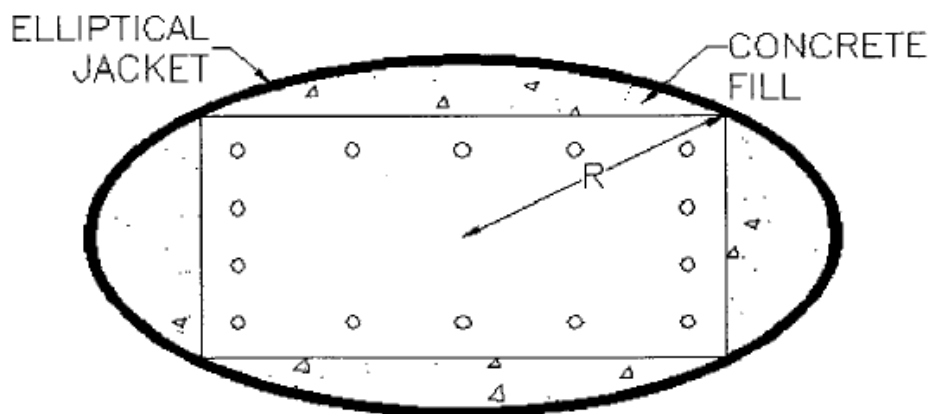


Figura 5-19. Reforço com encamisamento metálico elíptico para seções retangulares (Aboutaha, R.S et all., 1999).

No caso das vigas, de acordo com (Gomes, A., Appleton, J.) quando a ligação do reforço é efetuado sem buchas metálicas é recomendado a utilização de chapas com larguras inferiores a 300mm e espessuras entre 3 e 5mm, a espessura da resina deve estar entre 1 a 3mm.

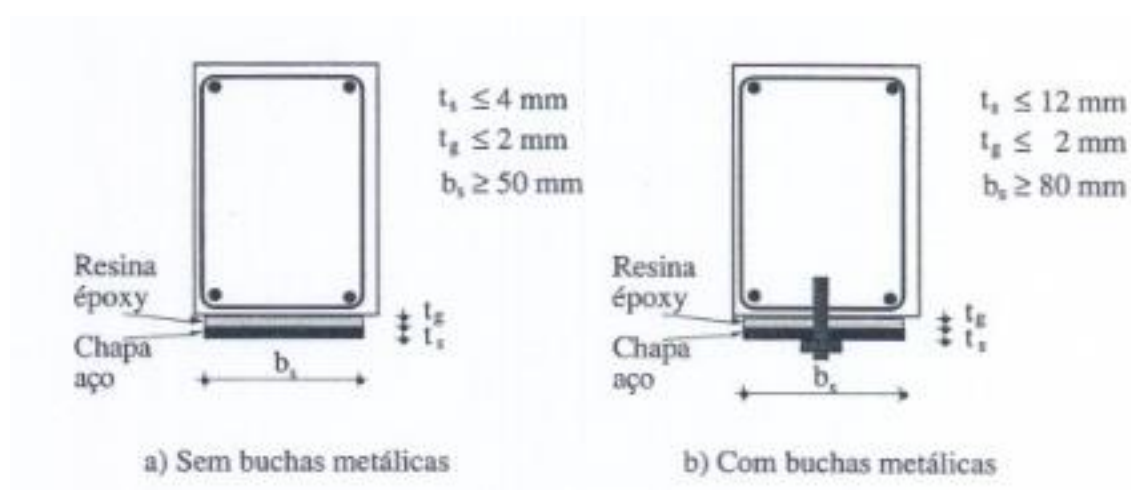


Figura 5-20. Dimensões recomendadas no reforço à flexão de uma viga em betão armado. (Gomes, A., Appleton, J.1997).

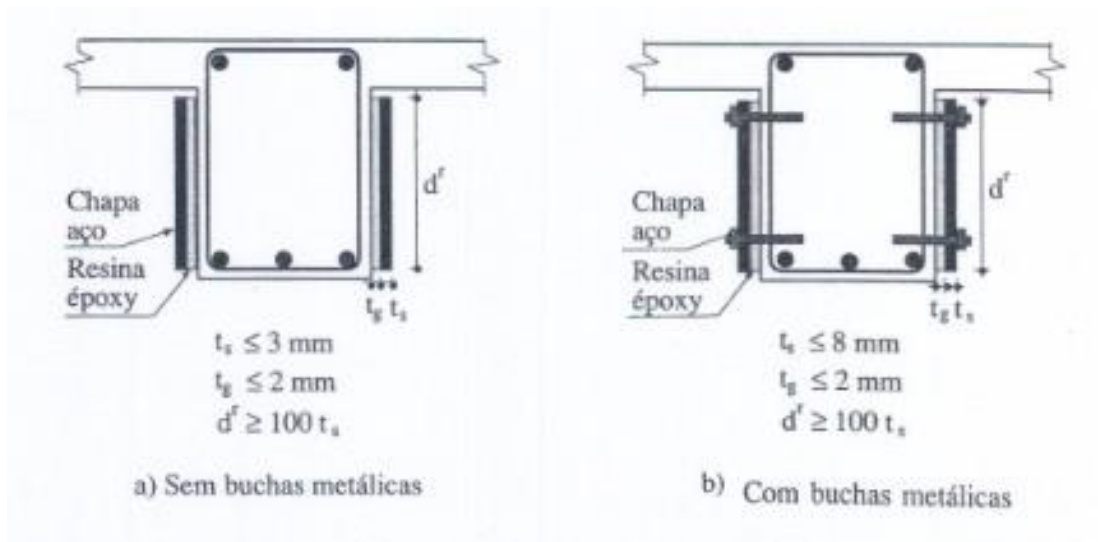


Figura 5-21. Dimensões recomendadas no reforço ao esforço transversal de uma viga em betão armado. (Gomes, A., Appleton, J.)

A execução de um reforço com colagem de armaduras é composta por diversas etapas, sendo que as mais importantes são:

- Tratamento da superfície do betão

Nesta fase inicial do processo de reforço, é essencial garantir uma superfície limpa e com rugosidade suficiente mas não exagerada de modo que a espessura da resina se mantenha entre 1 e 3mm.

- Tratamento das chapas. (Gomes, A., Appleton, J.)

As chapas após o fabrico, devem ser decapadas e protegidas com películas plásticas para se garantir a limpeza das mesmas até à zona de aplicação. Estas devem ser protegidas com pintura contra a corrosão e ação do fogo.

- Características da resina (Gomes, A., Appleton, J.)

A resina deve ser do tipo epoxy, com características relevantes tais como o módulo de elasticidade, tensão de rotura, viscosidade e período de aplicação e endurecimento.

5.8.2.3 Pilares - resistência à flexão

Uma das várias razões da inadequada capacidade de resistência à flexão pode ter origem na falta de confinamento do núcleo de betão, que posteriormente pode provocar a rotura da rótula plástica viga/pilar (ver Figura 5-20). As atuais práticas de dimensionamento de pilares apresentam um espaçamento mais reduzido da armadura de esforço transversal, o que aumenta consideravelmente a resistência à compressão no núcleo. Quando aparecem fendas na interface aço-betão o encamisamento de aço vai proporcionar uma pressão radial através do

confinamento passivo. Para aumentar a capacidade de resistência axial do pilar, por vezes também é utilizado um anel metálico (hoop reinforcement).

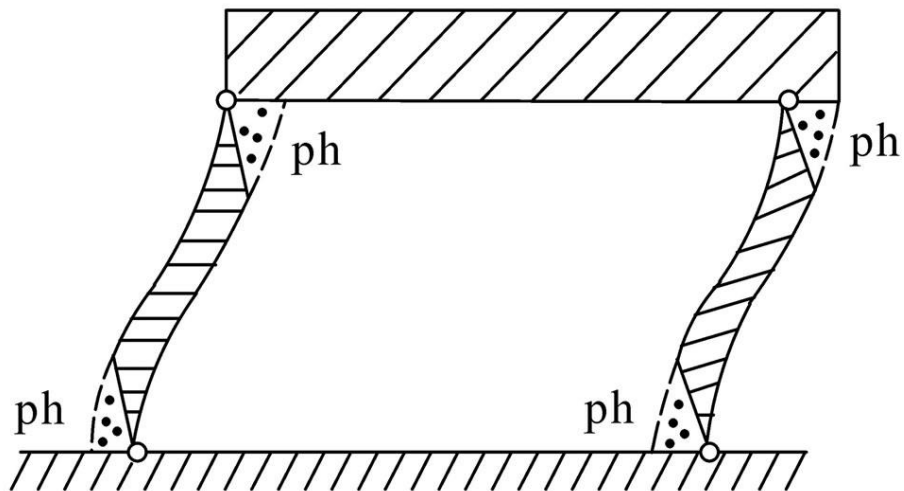


Figura 5-22. Deformação de pilares devido à formação de rótulas plásticas “ph-plastic hinges” (SCRIP academic publisher, 2015).

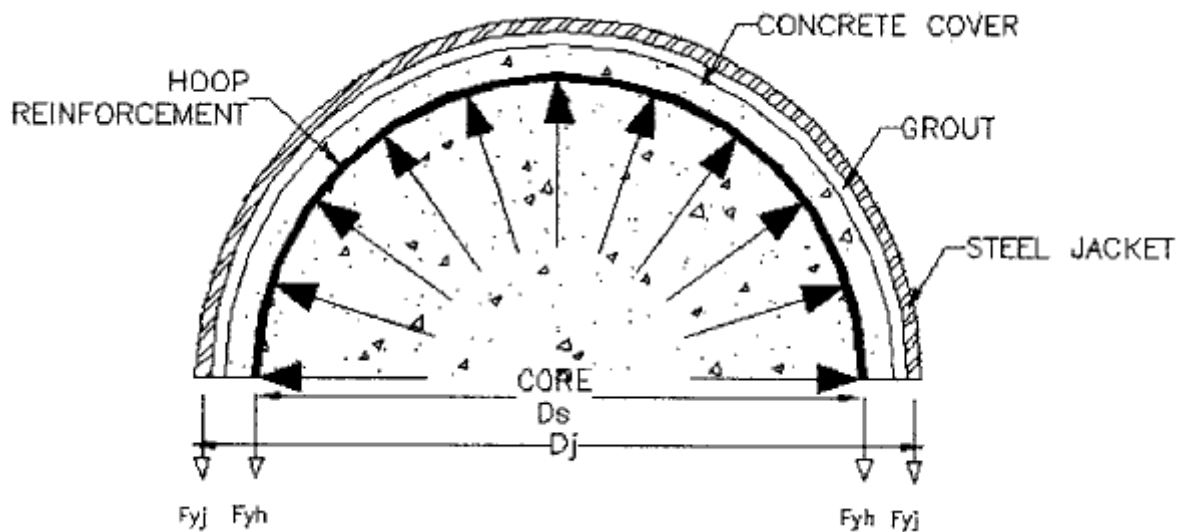


Figura 5-23. Esquematização de um encamisamento metálico (Chai Y. H. et al., 1991).

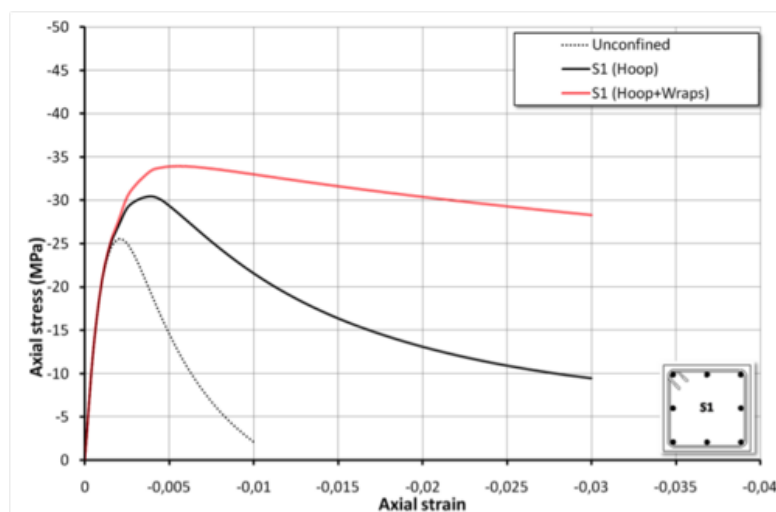


Figura 5-24. Seção de betão confinada com anel e encamisamento metálico (Attard, M. M., Setunge, S., 1996).

Ignorando a contribuição do anel metálico, a contribuição do encamisamento metálico para o aumento da tensão de confinamento é dada pela expressão seguinte (Chai Y. H., et al. 1991).

$$f_l = \frac{2 \times f_{yj} \times t_j}{(D_j - t_j)} \quad (5.12)$$

Onde:

f_l = Tensão máxima de confinamento do encamisamento de aço;

f_{yj} = Tensão limite de proporcionalidade do aço;

t_j = Espessura do encamisamento;

D_j = Diâmetro externo do encamisamento.

A resistência à compressão do betão confinado pode ser estimada a partir da expressão seguinte (Chai Y. H., et al. 1991).

$$f'_{cc} = f'_c \times \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \text{ [MPa]} \quad (5.13)$$

Onde:

f'_{cc} = Resistência à compressão do betão confinado;

f'_c = Resistência à compressão do betão não confinado;

f'_l = Tensão máxima de confinamento do encamisamento de aço.

Para os pilares que possuem uma região com uma emenda dos varões longitudinais na base do pilar, a rotura à flexão do pilar ocorre através de um mecanismo de deslizamento entre as armaduras longitudinais e as armaduras de ligação da base do pilar. Verificando-se, muitas vezes, este deslizamento antes de se atingir a máxima capacidade de resistência à flexão da

seção. Aplicando uma pressão radial, com um anel metálico (hoop reinforcement) vai evitar esse deslizamento. A investigação tem mostrado que um coeficiente de atrito de $\mu=1.4$ deve ser garantido na interface da zona prevista de fendilhacão. Para garantir este coeficiente de atrito e evitar que o aço do encamisamento entre em cedência, a extensão do anel de aço (hoop reinforcement) não deve ultrapassar o valor de: $\varepsilon_{sj} = 0.0015$ (Daudey, X. and A. Filiatrault. 2000).

Então, a espessura necessária para o encamisamento de aço pode ser calculada através de:

$$t_j = \frac{2.42A_b \times f_y \times D_j}{4 \times p \times l_s \times (0.0015E_{sj})} \quad (5.14)$$

Onde:

t_j = Espessura do encamisamento de aço;

A_b = Área da seção das armaduras longitudinais;

f_y = Tensão de cedência das armaduras longitudinais;

D_j = Diâmetro externo do encamisamento;

p = Diâmetro equivalente do betão fissurado em torno da armadura longitudinal;

l_s = Comprimento de emenda dos varões;

E_{sj} = Módulo de elasticidade do aço de encamisamento;

Resultado de vários estudos tendem a comprovar que um encamisamento retangular fornece menos tensão de confinamento na seção de betão comparativamente ao encamisamento circular ou elíptico. Por isso, em casos de necessidade de incrementar resistência à flexão em pilares aconselha-se a usar um encamisamento circular ou elíptico. Em casos onde o espaço é limitado, obrigando a um confinamento retangular, verificou-se que a colocação de duas ancoragens na parte superior e inferior do pilar, irá aumentar a resistência à flexão do pilar (Aboutaha, R.S et all., 1999).

5.8.2.4 Pilares - resistência ao corte

A capacidade de resistência ao corte de um pilar é a soma da contribuição de resistência de cada um dos elementos constituintes do pilar, ou seja:

$$V_u = V_c + V_s + V_n \quad (5.15)$$

Onde:

V_u = Resistência do pilar ao esforço transversal

V_c = Resistência do betão ao corte

V_s = Resistência das armaduras ao corte

V_n = Resistência ao corte da contribuição das cargas verticais

Para se conseguir melhorar a resistência do pilar ao corte, pode-se adicionar a contribuição do encamisamento de aço para resistir ao corte, calculada a partir de:

$$\beta \times V_{sj} \geq V_0 - \beta \times (V_c + V_s + V_n) \quad (5.16)$$

Onde:

$$\beta = 0.7$$

V_{sj} = Resistência mínima necessária ao corte do encamisamento de aço

V_0 = Força de corte induzida pela capacidade de flexão máxima provável da rótula plástica.

Para uma estimativa de V_{sj} pode ser considerado como uma armadura transversal continua de seção igual à sua espessura e espaçamento igual à unidade, podendo ser calculado por:

$$V_{sj} = A_{sj} \times \left(\frac{F_{ysj}}{2}\right) \times \frac{d_{sj}}{S_{sj}} \quad (5.17)$$

Onde:

V_{sj} = Resistência ao corte do encamisamento de aço;

A_{sj} = Área estimada dos anéis de aço;

F_{ysj} = Tensão de cedência do aço de encamisamento (só 50% deste valor deve ser considerado, por isso é dividido por 2);

d_{sj} = Espessura da placa de encamisamento metálico;

S_{sj} = Espaçamento igual à unidade.

Para seções circulares ou retangulares com necessidade de reforço ao corte, o encamisamento metálico deve ser aplicado em todo o comprimento do pilar, conduzindo a bons resultados. Mas devido à fraca ligação na interface betão e encamisamento metálico deve-se aplicar uma ancoragem com parafusos.

5.8.2.5 Verificação da segurança de pilares aos estados limites últimos

O dimensionamento para a verificação da resistência à compressão simples e resistência à flexão de um pilar de betão armado, pode ser realizado pelo método dos coeficientes globais e tendo em conta os modelos e pressupostos semelhantes aos efetuados no cálculo de seções novas à flexão.

i) Dimensionamento à compressão simples

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \gamma_{n,R} \times (A_c^i \times f_{cd,cf} + A_s^i \times f_{syd}^i) + \gamma_{n,R} \times (A_c^r \times f_{cd,cf} + A_s^r \times f_{syd}^r) \quad (5.18)$$

Onde:

N_{sd} = Esforço axial atuante

N_{rd} = Esforço axial resistente

$\gamma_{n,R}$ = Coeficiente de monolitismo para a flexão ($\gamma_{n,R} = 0.9$)

A_c^i = Área do betão existente

$f_{cd,cf}$ = Valor de cálculo corrigido da resistência á compressão do betão

A_s^i = Área da armadura existente

f_{syd}^i = Tensão de cedência de tração da armadura de existente

A_c^r = Área do betão de reforço

A_s^r = Área da armadura de reforço

f_{syd}^r = Tensão de cedência de tração da armadura de reforço

ii) Dimensionamento à flexão e compressão

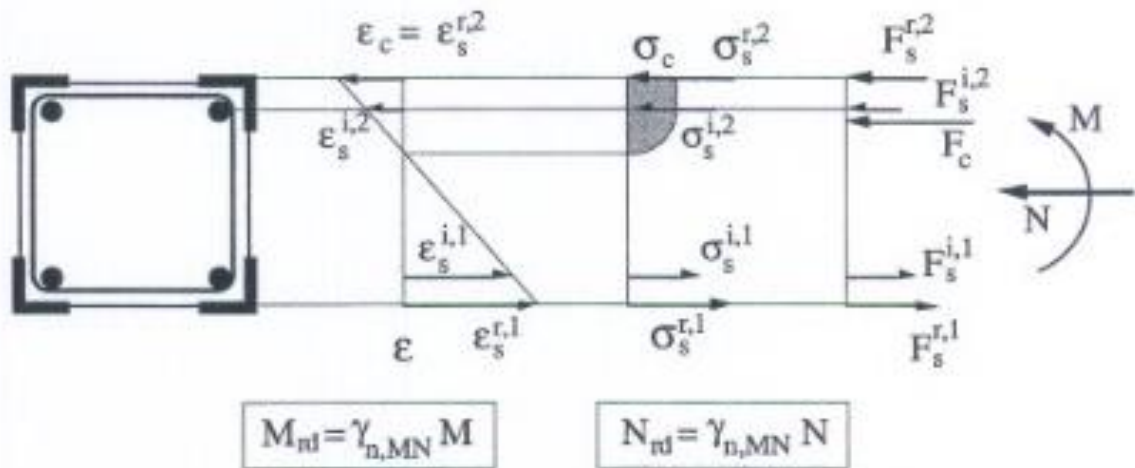


Figura 5-25. Modelo de cálculo de pilares à flexão composta (Gomes, A., Appleton, J.)

O esforço axial resistente final e o momento devem ser afetados pelos coeficientes de monolitismo correspondentes:

$$N_{Rd}^{final} = N_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (5.19)$$

$$M_{Rd}^{final} = M_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (5.20)$$

Onde:

N_{Rd}^{final} = Esforço axial resistente afetado pelo coeficiente de monolitismo;

N_{Rd} = Esforço axial resistente;

$\gamma_{n,MN}$ = Coeficiente de monolitismo;

M_{Rd}^{final} = Momento resistente da seção reforçada afetado pelo coeficiente de monolitismo;

M_{Rd} = Momento resistente da seção reforçada.

5.8.2.6 Verificação da segurança de vigas á flexão no estado limite último

O dimensionamento para a verificação da resistência à flexão de uma viga de betão armado pode ser realizado pelo método dos coeficientes globais, admitindo que a secção tem um comportamento monolítico, existindo uma aderência perfeita e as secções planas mantêm-se planas após a deformação, considerando um coeficiente de monolitismo para a flexão de $\gamma_{n,M} = 1.0$

Deste modo, o cálculo é semelhante ao de uma secção de betão armado, considerando-se duas camadas de armaduras com resistências diferentes, exemplificado na figura seguinte: (Gomes, A., Appleton, J.).

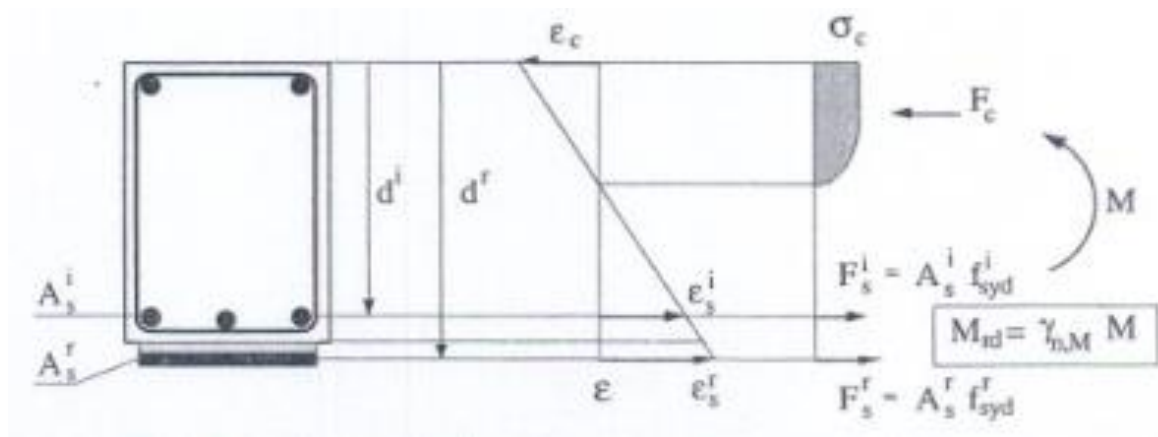


Figura 5-26. Modelo de cálculo à flexão de vigas reforçadas por colagem de chapas metálicas. (Gomes, A., Appleton, J.).

i) Cálculo do momento resistente

$$M_{RD} = \gamma_{n,R} \times (A_s^{eq} \times Z_{eq} \times f_{syd}^i) \quad (5.21)$$

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r \times \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} \quad (5.22)$$

$$Z_{eq} = \frac{A_s^i \times Z_i \times f_{syd}^i + A_s^r \times Z_r \times f_{syd}^r}{A_s^i \times f_{syd}^i + A_s^r \times f_{syd}^r} \quad (5.23)$$

Admitindo $z=0.9$ vem,

$$M_{RD} = \gamma_{n,R} \times (A_s^{eq} \times 0.9 \times f_{syd}^i) \quad (5.24)$$

Com a utilização de tabelas de dimensionamento determina-se A_s^{eq} e através da expressão seguinte podemos calcular a área de armadura de reforço (A_s^r).

$$A_s^r = \frac{f_{syd}^i}{f_{syd}^r} \times \left(A_s^{eq} \times \frac{d_{eq}}{d_r} - A_s^i \times \frac{d_i}{d_r} \right) \quad (5.25)$$

Onde:

M_{RD} = Momento resistente;

$\gamma_{n,R}$ = Coeficiente de monolitismo para a flexão ($\gamma_{n,R} = 0.9$ valor sugerido por Eurocódigo 8 parte 1.4);

A_s^{eq} = Área de armadura equivalente;

Z_{eq} = Braço equivalente da seção reforçada;

f_{syd}^i = Tensão de cedência de tração da armadura existente;

A_s^i = Área da armadura existente;

A_s^r = Área da armadura de reforço;

f_{syd}^r = Tensão de cedência de tração da armadura de reforço;

Z_i = Braço da seção de betão relativamente à armadura existente;

Z_r = Braço da seção de betão relativamente à armadura de reforço;

d_{eq} = Altura útil equivalente da seção reforçada;

d_r = Altura útil da seção reforçada relativamente à armadura de reforço;

d_i = Altura útil da seção reforçada relativamente à armadura existente.

ii) Verificação da segurança da ligação betão existente/betão novo

Sendo a ligação aço/betão de elevada importância neste tipo de técnica apresenta-se na figura seguinte a configuração de uma viga simplesmente apoiada admitindo uma distribuição plástica uniforme das tensões de corte.

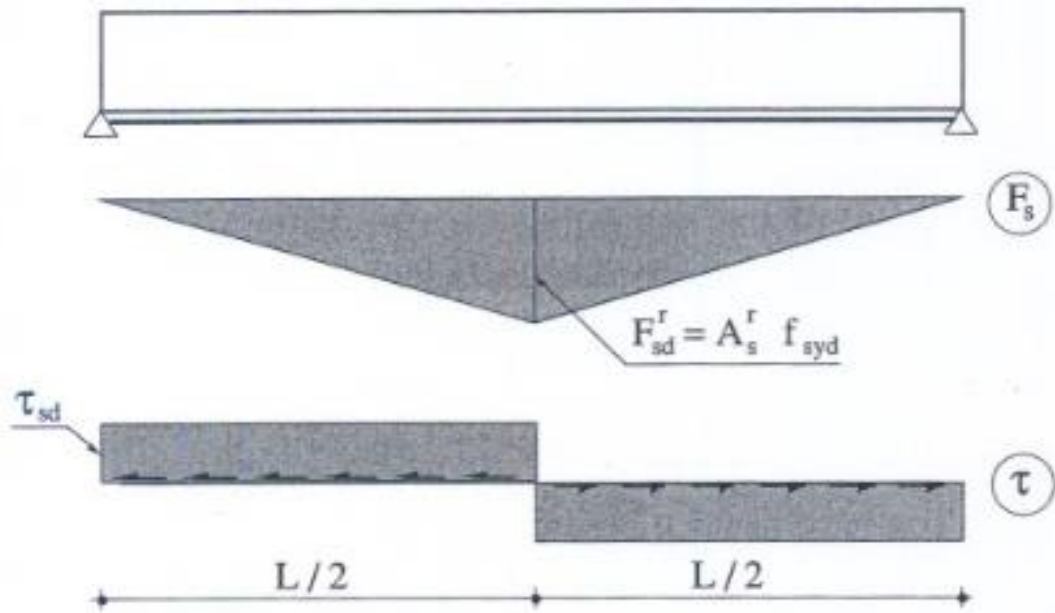


Figura 5-27. Distribuição plástica das tensões de aderência. (Gomes, A., Appleton, J.)

- Ligação sem buchas metálicas

$$F_{sd} = A_s^r \times f_{sydr} \leq \tau_{sd} \times b \times \frac{L_K}{2} \quad (5.26)$$

Sendo que:

$$\tau_{sd} = \begin{cases} f_{ct,min} \\ 2 \text{ MPa} \end{cases} \quad (5.27)$$

- Ligação com buchas metálicas

$$F_{sd} = A_s^r \times f_{sydr} \leq n \times F_b + \gamma \times \tau_{sd} \times b \times \frac{L_K}{2} \quad (5.28)$$

Onde:

F_{sd} = Força de tração de reforço;

A_s^r = Área da armadura de reforço;

f_{sydr} = Tensão de cedência de tração da armadura de reforço;

n = Número de buchas colocadas no comprimento $L_K/2$;

F_b = Força de corte resistente de uma bucha metálica;

γ = Coeficiente de monolitismo para a flexão ($\gamma_{n,R} = 1.0$);

τ_{sd} = Tensão de aderência resistente aço/resina/betão;

b = Largura da chapa metálica;

L_K = Comprimento da chapa metálica.

5.8.2.7 Verificação da segurança de vigas ao esforço transversal no estado limite último

Como já referido anteriormente, o dimensionamento ao esforço transversal pode ser feito através da técnica dos coeficientes globais, tendo em conta a contribuição para a resistência dos novos estribos adicionados sob a forma de chapas.

i) Cálculo do esforço transversal máximo

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_i \times Z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} + \frac{\alpha_{cw} \times (b_i - b_r) \times Z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (5.29)$$

Onde:

V_{sd} = Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,max}$ = Esforço transversal máximo;

α_{cw} = Fator que tem em conta o estado de tensão na biela comprimida;

b_i = Largura da seção de betão da viga inicial;

Z_i = Braço da seção de betão relativamente à armadura existente;

v_1 = Fator redutor da tensão de compressão do betão fendilhado;

f_{cd} = Valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

b_r = Largura da seção de betão reforçada;

θ = Ângulo das bielas do betão.

ii) Cálculo do esforço transversal resistente de cálculo

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} = \gamma_{n,R} \times \left(Z_i \times \frac{A_{sw}^i}{S} \times \coth\theta \times f_{syd}^i \right) + \gamma_{n,R} \times \left(Z_r \times \frac{A_{sw}^r}{S} \times \coth\theta \times f_{syd}^r \right) \quad (5.30)$$

Onde:

V_{sd} = Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,s}$ = Esforço transversal resistente de cálculo;

$\gamma_{n,R}$ = Coeficiente de monolitismo para a flexão ($\gamma_{n,R} = 0.9$);

Z_i = Braço de uma seção de betão relativamente à armadura existente;

A_{sw}^i = Área da armadura de esforço transverso inicial por metro;

S = Espaçamento dos varões de aço;

θ = Angulo das bielas do betão;

f_{syd}^i = Tensão de cedência do aço da armadura existente;

Z_r = Braço de uma seção de betão relativamente à armadura de reforço;

A_{sw}^r = Área da armadura de esforço transverso adicional por metro;

f_{syd}^r = Tensão de cedência do aço da armadura de reforço.

5.8.3 Reforço de seções com encamisamento de betão armado

5.8.3.1 Introdução

Uma das técnicas de reforço estrutural mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado (pilares, paredes, vigas e nós viga-pilar) é o encamisamento das seções com betão armado.

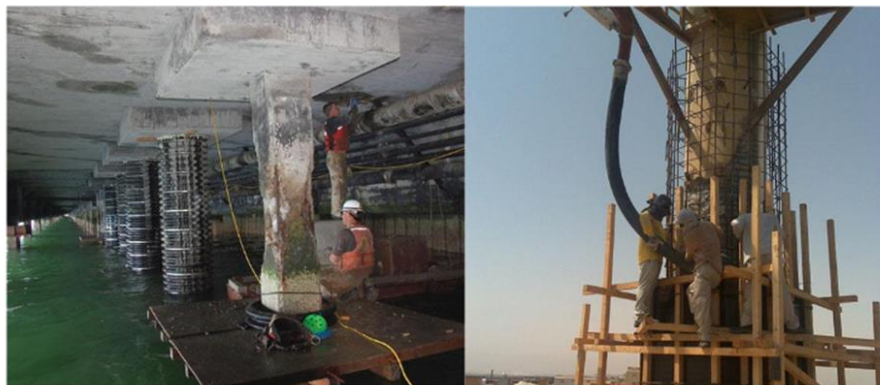


Figura 5-28 Encamisamento de pilares com betão armado (Santos, 2008).

O reforço de um elemento por encamisamento com recurso ao betão armado, é uma das técnicas mais adequadas para aumentar a resistência das zonas comprimidas. Pode ser aplicado em vigas para aumentar a resistência à flexão e/ou a resistência ao esforço transverso. Já nos pilares o reforço garante um aumento de resistência à flexão e à compressão. Esta técnica tem várias vantagens (Eduardo S Júlio, 2011), destacando:

- Simplicidade de execução, não requer mão-de-obra especializada apenas conhecimento de técnicas de execução como se tratasse de estruturas novas. (Eduardo S Júlio, 2011);
- Distribuição uniforme do incremento de rigidez (Eduardo S Júlio, 2011);
- Aumento de durabilidade do pilar.

Como principais desvantagens destacam-se:

- No caso de necessidade de continuação do reforço do pilar entre pisos subsiste a necessidade de perfurar a laje para poder dar continuação às armaduras de reforço, caso a laje seja vigada a armadura longitudinal de reforço pode ficar condicionada (Eduardo S Júlio, 2011);
- Nos casos de necessidade de proteção contra a corrosão ou incêndio onde o aço fica exposto e quando são usadas resinas de epóxico (Eduardo S Júlio, 2011);
- Aumento das necessidades das dimensões da seção transversal (Gomes, A., Appleton, J.).

5.8.3.2 Descrição das técnicas de encamisamento

A execução de um encamisamento é composta por diversas etapas, sendo que as mais importantes são:

- Escoramento

A execução do escoramento, não serve só para evitar danos ou mesmo o colapso mas também para permitir que o reforço seja aplicado com níveis de tensão mais baixos na estrutura.

- Interface material existente/reforço

É essencial preparar a superfície de ligação, de modo que a ligação final entre o material existente e o reforço possa ter um comportamento o mais monolítico possível.

- Disposição de armaduras

Colocação de armaduras adicionais de reforço, se as armaduras existentes apresentarem uma perda de seção superior a 10% (Gomes, A., Appleton, J.). Exemplificam-se nas figuras seguintes, os vários tipos de disposição de armaduras para reforço de vigas e pilares.

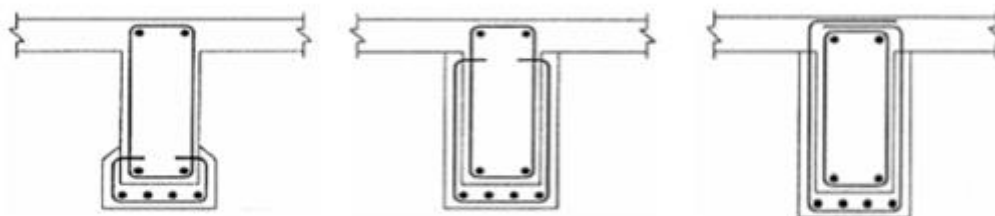


Figura 5-29. Disposição das armaduras mais utilizado no encamisamento de vigas. (Gomes, A., Appleton, J.).

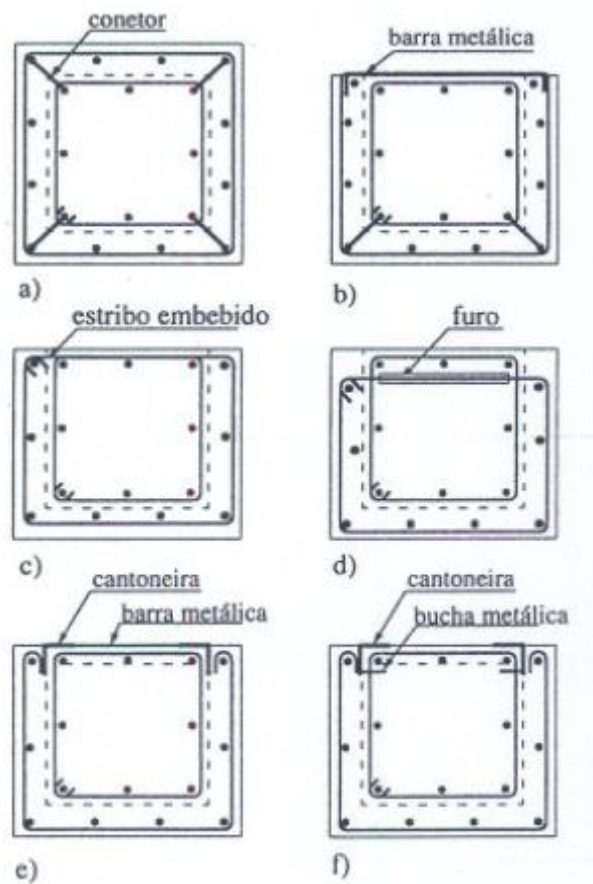
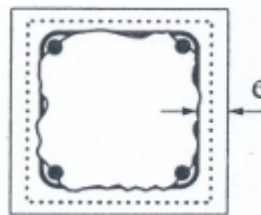


Figura 5-30. Disposição das armaduras mais utilizado no encamisamento de pilares. (Gomes, A., Appleton, J.).

- Fase de Betonagem

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



$$e_{min} = \begin{cases} 50mm & \text{Betão projetado} \\ 75 a 100mm & \text{Betão normal cofrado} \\ 40 a 60mm & \text{Argamassa especial} \end{cases}$$

Figura 5-31. Espessura a betonar em função do material e técnica utilizada. (Gomes, A., Appleton, J.).

A ligação pode ser substancialmente melhorada com a pintura de resina epóxida com “pot life” elevado (período em que a colagem é eficaz após 1 hora).

5.8.3.3 Verificação da segurança de vigas à flexão no estado limite último

O dimensionamento para a verificação da resistência à flexão de uma viga de betão armado pode ser realizado pelo método dos coeficientes globais, admitindo que a secção tem um comportamento monolítico, uma aderência perfeita e as secções planas mantêm-se planas após a deformação. Considera-se um coeficiente de monolitismo para a flexão de $\gamma_{n,R} = 0.9$. Deste modo, o cálculo é semelhante ao de uma secção de betão armado corrente, considerando-se duas camadas de armaduras com resistências diferentes, como se exemplifica na figura seguinte (Gomes, A., Appleton, J. 2008).

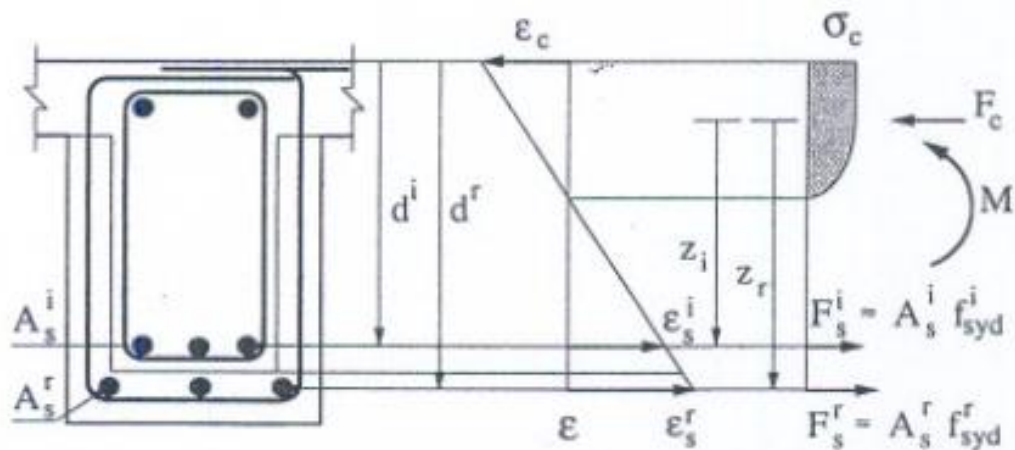


Figura 5-32. Modelo de cálculo à flexão de vigas reforçadas por encamisamento de betão armado (Gomes, A., Appleton, J.)

i) Cálculo do momento resistente

$$M_{RD} = \gamma_{n,R} \times (A_s^{eq} \times Z_{eq} \times f_{syd}^i) \quad (5.31)$$

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r \times \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} \quad (5.32)$$

$$Z_{eq} = \frac{A_s^i \times Z_i \times f_{syd}^i + A_s^r \times Z_r \times f_{syd}^r}{A_s^i \times f_{syd}^i + A_s^r \times f_{syd}^r} \quad (5.33)$$

Admitindo $z=0.9$ vem,

$$M_{RD} = \gamma_{n,R} \times (A_s^{eq} \times 0.9 \times f_{syd}^i) \quad (5.34)$$

Com a utilização de tabelas de dimensionamento determina-se A_s^{eq} e através da expressão seguinte podemos calcular a área de armadura de reforço (A_s^r).

$$A_s^r = \frac{f_{syd}^i}{f_{syd}^r} \times \left(A_s^{eq} \times \frac{d_{eq}}{d_r} - A_s^i \times \frac{d_i}{d_r} \right) \quad (5.35)$$

Onde:

M_{RD} = Momento resistente;

$\gamma_{n,R}$ = Coeficiente de monolitismo para a flexão ($\gamma_{n,R} = 0.9$ valor sugerido no Eurocódigo 8 parte 1.4);

A_s^{eq} = Área de armadura equivalente;

Z_{eq} = Braço equivalente da seção reforçada;

f_{syd}^i = Tensão de cedência de tração da armadura existente;

A_s^i = Área da armadura existente;

A_s^r = Área da armadura de reforço;

f_{syd}^r = Tensão de cedência de tração da armadura de reforço;

Z_i = Braço da seção de betão relativamente à armadura existente;

Z_r = Braço da seção de betão relativamente à armadura de reforço;

d_{eq} = Altura útil equivalente da seção reforçada;

d_r = Altura útil da seção reforçada relativamente à armadura de reforço;

d_i = Altura útil da seção reforçada relativamente à armadura existente.

ii) Verificação da segurança da ligação entre o betão existente/betão novo

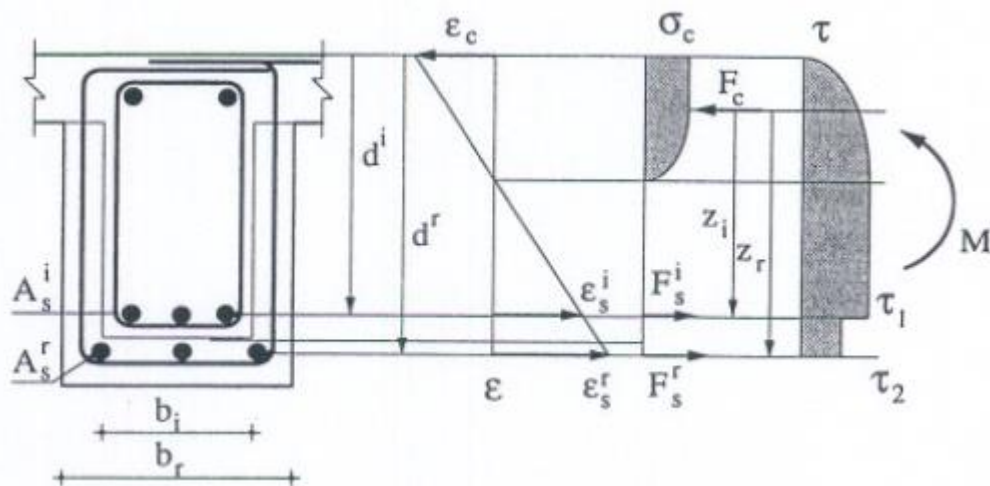


Figura 5-33. Modelo de cálculo para verificação da ligação betão existente/betão novo. (Gomes, A., Appleton, J.)

$$\tau_1 = \frac{V_{sd}}{b_r \times Z_{eq}} \quad (5.36)$$

$$\tau_2 = \frac{V_{sd}}{b_r \times Z_{eq}} \times \frac{A_s^r \times f_{syd}^r}{A_s^r \times f_{syd}^r + A_s^i \times f_{syd}^i} \quad (5.37)$$

Para verificação da ligação temos de garantir que:

$$\tau_2 \leq \tau_{m\acute{a}x} = \frac{1}{\gamma_c} \times \frac{2}{3} \times f_{ctm} \quad (5.38)$$

$$f_{ctm} = \min \begin{cases} f_{ctm}^{novo} \\ f_{ctm}^{existente} \end{cases} \quad (5.39)$$

Onde:

τ_1 = Tensão tangencial na seção do betão existente;

V_{sd} = Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

b_r = Largura da seção de betão reforçada;

Z_{eq} = Braço equivalente da seção reforçada;

τ_2 = Tensão tangencial na seção do betão novo e o betão existente;

A_s^r = Área da armadura de reforço;

f_{syd}^r = Tensão de cedência de tração da armadura de reforço;

A_s^i = Área da armadura existente;

f_{syd}^i = Tensão de cedência de tração da armadura existente;

$\tau_{m\acute{a}x}$ = Tensão tangencial limite;

γ_c = Coeficiente de minoração das propriedades resistentes do betão em estruturas novas;

f_{ctm} = Resistência média à tração do betão.

5.8.3.4 Verificação da segurança de vigas ao esforço transversal no estado limite último

O dimensionamento para a verificação da resistência ao esforço transversal de uma viga de betão armado pode ser realizado pelo método dos coeficientes globais. Com esta técnica é possível incrementar a resistência associada às tensões de compressão nas bielas inclinadas do modelo de treliça, aumentando a largura da alma da seção de betão e introduzindo novos estribos (Gomes, A., Appleton, J. 2008).

i) Cálculo do esforço transverso máximo

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_i \times Z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} + \frac{\alpha_{cw} \times (b_i - b_r) \times Z_i \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (5.40)$$

Onde:

V_{sd} = Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{Rd,max}$ = Esforço transverso máximo;

α_{cw} = Fator que tem em conta o estado de tensão na biela comprimida;

b_i = Largura da seção de betão da viga inicial;

Z_i = Braço da seção de betão relativamente à armadura existente;

v_1 = Fator redutor da tensão de compressão do betão fendilhado;

f_{cd} = Valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

b_r = Largura da seção de betão reforçada;

θ = Angulo das bielas do betão.

ii) Cálculo do esforço transverso resistente de cálculo

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} = \gamma_{n,V} \times \left(Z_i \times \frac{A_{sw}^i}{S} \times \coth\theta \times f_{yd}^i \right) + \gamma_{n,V} \times \left(Z_r \times \frac{A_{sw}^r}{S} \times \coth\theta \times f_{yd}^r \right) \quad (5.41)$$

Onde:

V_{sd} = Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{Rd,s}$ = Esforço transverso resistente de cálculo;

$\gamma_{n,V}$ = Coeficiente de monolitismo para a esforço transverso ($\gamma_{n,V} = 0.8$ valor sugerido por Eurocódigo 8 parte 1.4);

Z_i = Braço de uma seção de betão relativamente à armadura existente;

A_{sw}^i = Área da armadura de esforço transverso inicial por metro;

S = Espaçamento dos varões de aço;

θ = Angulo das bielas do betão;

f_{yd}^i = Tensão de cedência do aço da armadura existente;

Z_r = Braço de uma seção de betão relativamente à armadura de reforço;

A_{sw}^r = Área da armadura de esforço transverso adicional por metro;

f_{yd}^r = Tensão de cedência do aço da armadura de reforço;

De acordo com o Eurocódigo 8 parte 1.4 o reforço ao esforço transversal não convém que seja muito elevado, seguindo a recomendação de:

$$V_{Rd}^r < 2V_{Rd}^i \quad (5.42)$$

5.8.3.5 Verificação da segurança de pilares aos estados limites últimos

O dimensionamento para a verificação da resistência à compressão simples e resistência à flexão de um pilar de betão armado, pode ser realizado pelo método dos coeficientes globais, tendo em conta os modelos e os pressupostos são semelhantes aos efetuados no cálculo de seções novas à flexão.

De acordo com (CEB- Bulletin d'information n.º 162) a contribuição inicial de betão para a resistência da peça pode ser desprezada se:

$$A_c^{final} = A_c^r + A_c^i \geq 2A_c^i \quad (5.43)$$

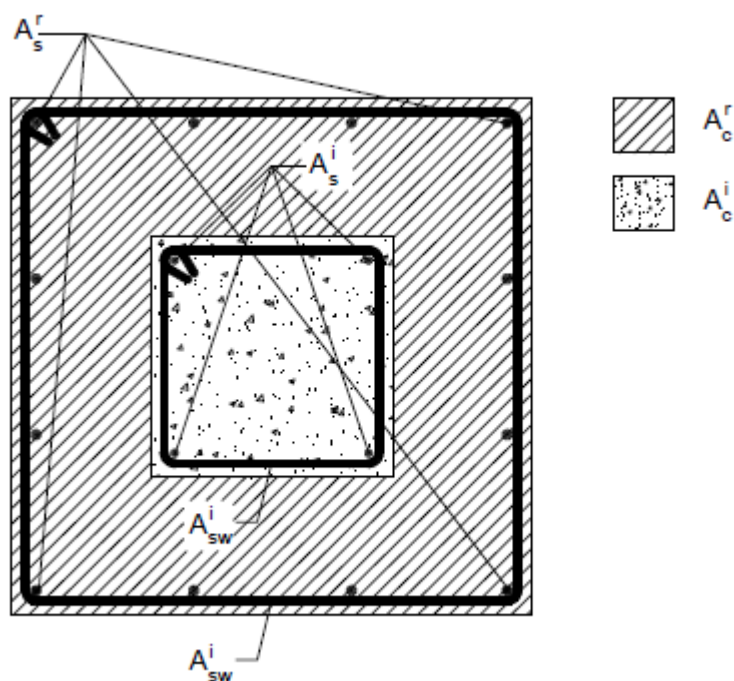


Figura 5-34. Pilar com encamisamento de betão armado total (Álvaro Sousa, 2008).

i) Correção da resistência à compressão do betão

De acordo com o CEB. Bulletin d'information n.º 213/214, o valor corrigido da resistência à compressão do betão, $f_{cK,cf}$ pode ser calculado a partir das seguintes expressões:

$$f_{cK,cf} = f_{ck} \times \left(1.000 + 5.0 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ quando } \sigma_2 < 0.05 \times f_{ck} \quad (5.44)$$

$$f_{cK,cf} = f_{ck} \times \left(1.125 + 2.5 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ quando } \sigma_2 > 0.05 \times f_{ck} \quad (5.45)$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \times \alpha_n \times \alpha_s \times \omega_n \quad (5.46)$$

$$\omega_n = \frac{\text{Volume da armadura transversal}}{\text{Volume do betão}} = \frac{2(b_0+h_0) \times \frac{\phi_{estribos}^2}{4} \times \frac{1}{s}}{b_0 \times h_0} \quad (5.47)$$

Onde:

$f_{cK,cf}$ = Valor característico corrigido da resistência à compressão do betão;

f_{ck} = Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão;

σ_2 = Tensão de confinamento ;

ω_n = Percentagem volumétrica da armadura transversal;

α_n = Coeficiente redutor que tem em conta a área de betão em planta efetivamente confinada;

α_s = Coeficiente redutor que tem em conta a área de betão em altura efetivamente confinada;

b_0 e h_0 = Dimensão do núcleo cintado de betão medidas em relação à face interior do betão;

s = Espaçamento dos varões da armadura transversal (espaçamento dos estribos).

ii) Dimensionamento à compressão simples

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \gamma_{n,R} \times (A_c^i \times f_{cd,cf} + A_s^i \times f_{syd}^i) + \gamma_{n,R} \times \left((A_c^r - A_c^{cr}) \times f_{cd,cf} + A_s^r \times f_{syd}^r \right) \quad (5.48)$$

Onde:

N_{sd} = Esforço axial atuante;

N_{rd} = Esforço axial resistente;

$\gamma_{n,V}$ = Coeficiente de monolitismo para a esforço transversal ($\gamma_{n,V} = 0.8$ valor sugerido no Eurocódigo 8 parte1.4);

A_c^i = Área do betão existente;

$f_{cd,cf}$ = Valor de cálculo corrigido da resistência á compressão do betão;

- A_s^i = Área da armadura existente;
 f_{syd}^i = Tensão de cedência de tração da armadura de existente;
 A_c^r = Área do betão de reforço;
 A_c^{cr} = Área do betão de recobrimento que não se considera confinado;
 A_s^r = Área da armadura de reforço;
 f_{syd}^r = Tensão de cedência de tração da armadura de reforço.

iii) Dimensionamento à flexão composta

O modelo de cálculo semelhante aos efetuados no cálculo de secções novas à flexão composta.

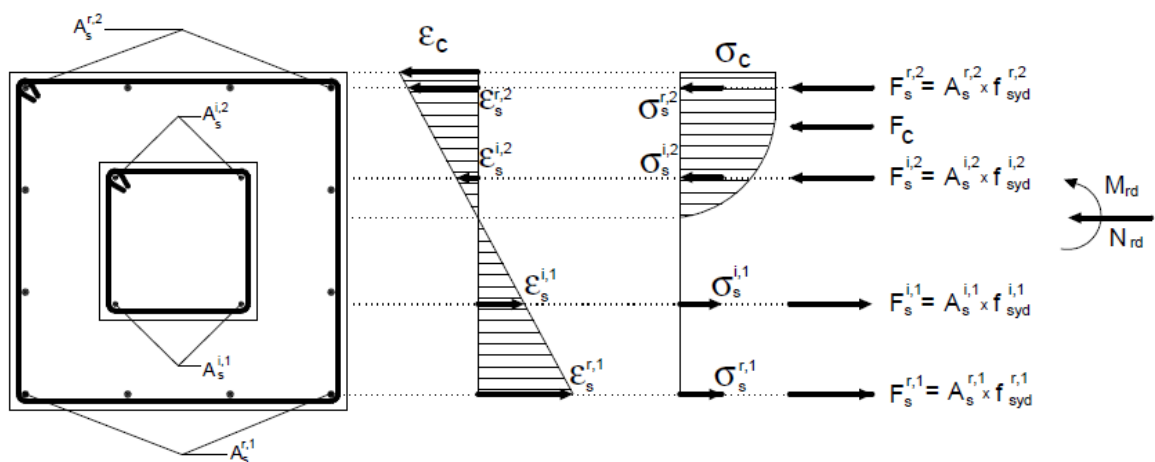


Figura 5-35. Modelo de cálculo dos esforços resistentes à flexão composta (Álvaro Sousa, 2008).

O esforço axial e o momento resistente final devem ser afetados pelos coeficientes de monolitismo correspondentes:

$$N_{Rd}^{final} = N_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (5.49)$$

$$M_{Rd}^{final} = M_{Rd} \times \gamma_{n,R} \quad (5.50)$$

Onde:

- N_{Rd}^{final} = Esforço axial resistente afetado pelo coeficiente de monolitismo;
 N_{Rd} = Esforço axial resistente;
 $\gamma_{n,V}$ = Coeficiente de monolitismo para a esforço transversal ($\gamma_{n,V} = 0.8$ valor sugerido por Eurocódigo 8 parte 1.4);
 M_{Rd}^{final} = Momento resistente da secção reforçada afetado pelo coeficiente de monolitismo;
 M_{Rd} = Momento resistente da secção reforçada.

5.8.4 Reforço de estruturas em betão com colagem de compósitos FRP (Polímeros reforçados com fibras)

5.8.4.1 Introdução

O reforço de estruturas com FRP, aparece devido à necessidade de reforçar com materiais mais leves, facilitar a execução e por atualmente haver uma redução dos custos de fabrico das fibras. Pode-se dizer que é uma evolução da técnica por colagem de chapas ou placas de aço.

Este compósito de FRP é constituído pela conjugação de fibras orgânicas ou inorgânicas agrupadas através de uma resina (poliésteres, vinil ou epóxi) termoendurecível ou termoplástica, formando assim a matriz polimérica. O compósito de FRP tem ainda cargas de enchimento, designadas por “fillers”, podendo também conter aditivos, tais como, agentes catalisadores ou aceleradores. De acordo com Juvandes (1999) os FRP’s são distinguidos em dois grupos: os sistemas pré-fabricados conhecidos por “Prefabricated Elements” (constituídos pelo laminado de FRP e pelo adesivo) e os sistemas curados “in situ” conhecidos por “Wet Lay-up Systems” (constituídos pela telas de fibras e pela resina de impregnação). Ainda de acordo com a disposição das fibras e da sua geometria podem ser classificados de unidireccionais, bidireccionais e multidireccionais. As fibras mais utilizadas são: o vidro, o carbono e a poliamide aromática (aramida ou kevlar®), sendo os respetivos compósitos reforçados, assinalados internacionalmente por GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) e AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer).

5.8.4.2 Sistemas Pré-Fabricados

O grupo dos Sistemas Pré-Fabricados advém de um conjunto de fibras com orientação unidirecional unificadas através de uma resina termoendurecível, resultante de um processo designado por pultrusão, este consiste em saturar as fibras contínuas com espessuras e larguras controladas com resina, puxadas através de um molde aquecido resultando num produto final com a forma transversal desejada, dispensando qualquer polimerização do produto em obra.

De acordo com (Juvandes,1999) o laminado mais utilizado (“Laminate”, “Strips”) apresenta-se com a espessura típica de 1,2 a 1,4mm e com largura variável. As características mecânicas e físicas destes, devem ser garantidas pelo fabricante, com base em ensaios em planos de controlo de qualidade. Para a colagem dos laminados à superfície do betão, é utilizado um compósito que pode ser do tipo epóxico, de vinil ou poliéster designado por adesivo.

5.8.4.3 Sistemas “in situ”

Ao contrário dos sistemas Pré-fabricados, os sistemas “in situ” não apresentam um produto final consolidado com resina, mas sim fibras em forma de fios, designados por Tecidos (“Fabrics”) ou Mantas (“Sheets”), em estado seco ou com teores de impregnação reduzidos.

De acordo com Juvandes (1999), as Mantas são compostas por fibras unidirecionais (orientação 0°) e com espessuras de 0.1 a 0.2mm (1/10 dos laminados) e larguras entre 25 e 30cm. Os Tecidos têm fibras entrelaçadas, (orientações 0°/90°) ou multi direccionalmente, com a largura de cerca de 60cm. A percentagem das fibras das Mantas e dos tecidos são indicadas pelo peso do produto por m² (g/m²), sendo que os valores correntes encontram-se na ordem dos 200 a 400 g/m².

O produto final contém resina para impregnar as fibras, sendo necessário em obra uma polimerização com resina para criar o FRP. Esta polimerização funciona também como adesivo à superfície da estrutura de betão.

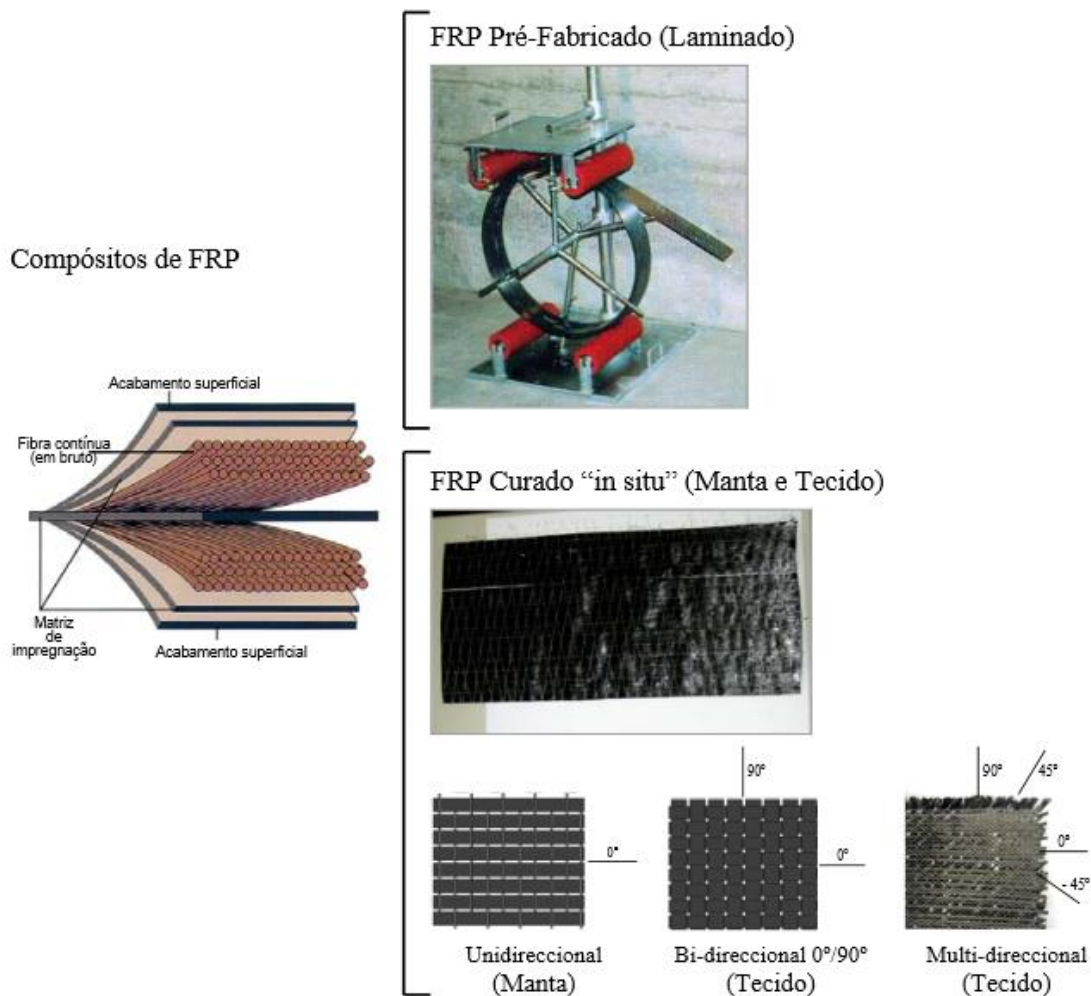


Figura 5-36. Compósito de FRP (Formas Pré-Fabricada e Curada "in situ") (L.Juvandes et all 2007).

5.8.4.4 Componentes da aplicação do sistema FRP

- Fibras

As fibras sendo o componente principal nos sistemas FRP, têm que ser escolhidas essencialmente em função da classe de exposição ambiental, do módulo de elasticidade, resistência à tração e fadiga, durabilidade, e custo económico.

As fibras em filamento de configuração contínua, designadas “*Continuous Fibers*” (ACI 440R-96, 1996; JCI TC952, 1998), são as mais adequadas para intervenções de reforço em estruturas de betão, devido à possibilidade de orientação numa direção específica, otimizando o desempenho estrutural (Juvandes, 1999). As fibras contínuas mais usadas no reforço com recurso a sistemas de FRP são: de vidro (G), de carbono (C) e a poliamida aromática (aramida (A) ou Kevlar® (K)).

As fibras de carbono (C), distinguem-se das outras, não só pelo elevado preço mas também por apresentarem elevados módulos de elasticidade, elevada resistência à tração e fadiga, relação resistência/peso extremamente altos. As fibras de Aramida (A), são as que têm a maior relação resistência de tração /peso, assim como o mais baixo peso específico de entre as três, boa resistência à abrasão, impacto e resistência térmica. Em relação às fibras de vidro (G), além dos baixos módulos de elasticidade e baixa resistência à fadiga, distinguem-se pelo baixo custo económico, elevada resistência térmica e resistência à tração.

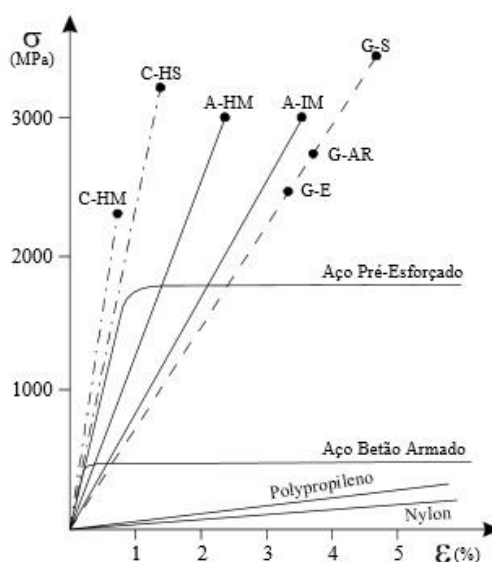


Figura 5-37. Comportamento à tração de fibras e metais (ACI 440R-96, 1996)

Legenda:

- C-HM = Fibras de Carbono de elevado módulo de elasticidade;
- C-HS = Fibras de Carbono de elevada resistência;
- A-HM = Fibras de Aramida de elevado módulo de elasticidade;
- A-IM = Fibras de Aramida de módulo de elasticidade intermédio;
- G-S = Fibras de Vidro de elevada resistência;

G-AR = Fibras de Vidro de resistência média;

G-E = Fibras de Vidro com propriedades similares a G-AR, mas de densidade inferior.

Tabela 5-12. Propriedades das Principais Fibras (Manoochehr Zoghi, 2014)

Fiber Type	Tensile Strength (MPa)	Modulus of Elasticity (GPa)	Ultimate Strain (%)	Density (kg/m ³)	Fiber Diameter (μm)
E-glass ^a	1800–3500	70–75	2.0–3.5	2500–2600	5–25
S-glass	3400–4800	85–100	3.5–5.0	2500–2600	5–25
Carbon—Pitch HM	3000–3500	400–800	0.4–1.5	1900–2100	9–18
Carbon—PAN HM	2500–4000	350–700	0.4–0.8	1800–2000	5–8
Carbon—PAN HT	3500–5000	200–260	1.2–1.8	1700–1800	5–8
Aramid—IM	2700–4500	60–80	4.0–4.8	1400–1450	12–15
Aramid—HM	2700–4500	115–130	2.5–3.5	1400–1450	12–15
Basalt	1850–4800	70–110	2.5–3.5	2500–2900	6–13

IM, intermediate modulus; HM, high modulus; HT, high tensile strength.

^a Properties of AR-glass are similar to E-glass, though the density may be somewhat lower.

- Adesivos

Os adesivos são utilizados em sistemas “Pré-Fabricados”, já referido anteriormente, e são constituídos por uma resina e, por vezes, com a adição de um endurecedor, garantindo assim a função de ligação e transferência de tensões entre o sistema FRP e o betão.

- Primário (Primers)

O Primário, também conhecido por (“Primers”), é um fluido de viscosidade reduzida, geralmente cerca de 10% de solução do adesivo em solvente orgânico, que se coloca na superfície do betão para melhorar o desempenho da ligação e criar um revestimento sobre o qual o adesivo possa fluir mais facilmente (FIB bulletin14, 2001).

- Massa de enchimento (Puttie filler)

A massa de enchimento, designada por (“Puttie filler”), segundo a norma ACI 440.2R-08, 2008 é um material relativamente inerte, constituído por calcário pulverizado, sílica ou substâncias coloidais, adicionado com cimento Portland, tinta, resina ou outros materiais podendo reduzir a retração, a densidade, os custos e aumentar a trabalhabilidade.

Este material é usado para preencher vazios, quando a superfície de betão apresenta irregularidades significativas das quais o primário não é suficiente para suprimir pequenas fendas ou orifícios, tornando assim a superfície de betão mais lisa e regular.

- Resinas de saturação

As resinas de saturação ou matriz polimérica (resina termoendurecível), como o nome indica servem para impregnar as fibras de reforço e moldar a superfície de betão. Têm ainda como função fornecer um caminho de transferência de tensões, proteger as fibras de eventuais choques mecânicos, essencialmente, esforços de compressão, ações térmicas e exposição à agressividade ambiental. Por estas razões a seleção da matriz polimérica deve ser cuidada, justificando geralmente a escolha por resinas termoendurecíveis do tipo epóxico (ACI 440R-96, 1996).

Um estudo conduzido por (Juvandes et al, 2006), com o tema "A temperatura e a técnica de reforço por colagem de sistemas de FRP com recurso a ensaios DSC e DMTA", Permitiu concluir que a variação de temperatura crítica (T_c), em resinas comerciais correntes se encontra muito próximo e por vezes abaixo do valor das temperaturas características (T_{95}), das obras em Portugal. Esta aproximação pode conduzir ao amolecimento dos adesivos em determinado período de funcionamento da estrutura, pondo em causa as propriedades e todo o sistema de reforço FRP.

Desta forma, os autores recomendam a implementação três critérios: [i] – avaliar o gradiente higrotérmico esperado para a envolvente da obra no período de vida útil; [ii] – selecionar ou desenvolver novos adesivos/resinas cujo valor da temperatura de transição vítrea (T_g) seja superior às condicionantes ambientais esperadas para a estrutura; [iii] – implementar ações preventivas na zona reforçada, de modo a evitar a exposição direta dos reforços ao ambiente, recorrendo a medidas de proteção.

- Revestimento protetor

A camada exterior do sistema FRP, é designada por revestimento protetor. Para o sistema ter um comportamento adequado a longo prazo, recomenda-se a execução de uma proteção a curto prazo (Proteção Temporária), incluindo medidas de proteção, essencialmente ambientais, na fase em que a resina de saturação se encontra em processo de cura. Após a conclusão deste processo é então aplicada a proteção de caráter definitivo (Proteção Permanente), concebida para proteger contra impactos, fogo, exposição a químicos, raios ultravioleta, humidade, temperaturas excessivas e vandalismo. Poderá ainda haver um acabamento estético (Mirmiran e Shahawy, 2008).



Figura 5-38. Aplicação do sistema FRP (adaptado de BASF, 2007).

5.8.4.5 Apreciações sobre Durabilidade dos FRP's

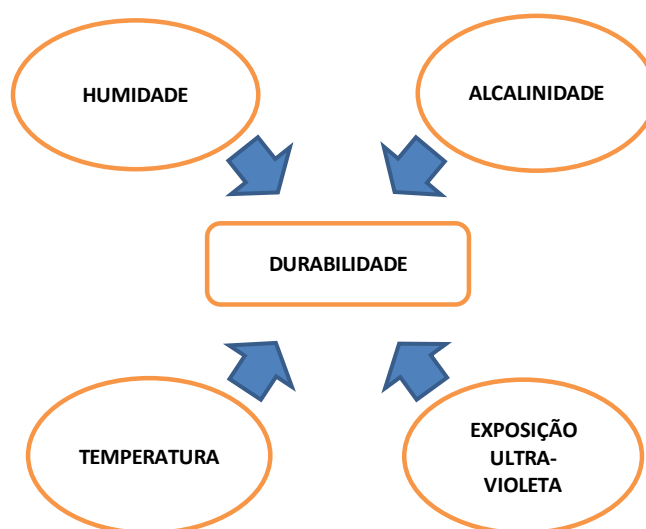


Figura 5-39. Fatores condicionantes para a durabilidade dos FRP's

- Humidade

A humidade é a principal causa da diminuição da resistência da matriz devido às ligações moleculares moles. Uma escolha apropriada da resina, por exemplo, a matriz de vinylester, pode diminuir o efeito da humidade. Já as resinas de poliéster não são aconselhadas em ambientes onde a humidade é importante. Para sistemas de reforço com CFRP, vários estudos mostram que em ambientes que envolvem ciclos de molhagem, o desempenho do FRP diminui entre 20 a 30%, valores resultantes da descolagem da placa FRP à interface do betão. (Álvaro Sousa, 2008).

- Alcalinidade

A diminuição da capacidade resistente dos sistemas FRP devido à alcalinidade, provem obviamente da exposição a que o sistema está sujeito, mas também devido alcalinidade e porosidade do betão, onde usualmente se encontram valores de pH acima de 11. Esta sensibilidade é substancialmente notória em sistemas GFRP onde a deterioração da matriz e das fibras conduzem a perdas de capacidade resistente na ordem dos 20%. Para combater estas vulneráveis situações, aconselha-se a usar resinas da matriz do tipo vinylester, e uma pintura de proteção designada por AR-Glass (Alkaline Resistant fibers). Apesar de ser cerca de 10 vezes monetariamente mais caro comparativamente ao sistema convencional GFRP (E-GLASS). (Álvaro Sousa, 2008).

- Temperatura

Os sistemas FRP perdem as suas propriedades mecânicas quando expostos a altas temperaturas. A temperatura típica desta deterioração é a temperatura de transição vítrea, que se situa entre os 60° e 120° Celsius, em sistemas GFRP e AFRP. Esta é uma das razões para os FRP's não serem tão amplamente utilizados em edifícios, onde, em comparação com as pontes, a segurança é mais exigente. Uma das principais preocupações em caso de incêndio usando FRP é a libertação de gases extremamente tóxicos e perigosos para os seres humanos, além da perda de cerca de 80% da resistência à tração para temperaturas acima de 500° Celsius.

Uma solução para contornar o problema é o uso de sistemas CFRP, na verdade são quase insensíveis a altas temperaturas, capazes de suportar temperaturas superiores a 1000° Celsius, que é entre outras, a razão pela qual se utilizam fibras na indústria de aviação.

A American Concrete Institute (ACI) publicou um artigo interessante em 2006, que não recomenda o uso de FRP em edifícios onde a integridade estrutural tem que ser mantida no caso de um incêndio.

- Exposição ultravioleta

Compreende-se bem que os raios ultra violetas causam danos nas ligações químicas (foto degradação), fenómeno que se verifica para determinados comprimentos de onda. Porém, este fenómeno aparece apenas na camada superficial do polímero AFRP, onde um revestimento adequado pode resolver o problema. Os sistemas CFRP e GFRP não estão sujeitos a este tipo de agressão.

5.8.4.6 Considerações Finais, vantagens e desvantagens

A técnica de reforço por colagem exterior de Sistemas Compósitos de FRP surge como uma alternativa aos sistemas de reforço por colagem de chapas ou perfis metálicos.

As características mecânicas notáveis de polímeros reforçados com fibras foram descritas ao longo deste capítulo. Apesar do custo económico mais elevado em comparação com os materiais típicos de engenharia civil tais como betão ou aço, a relação peso/resistência,

capacidade contra ambientes agressivos, facilidade e simplicidade de manuseamento em obra, dá a este material um grande potencial para ser usado em melhorias estruturais, apresentando ótimos resultados de resistência, durabilidade, facilidade e simplicidade de execução em obra.

Não diferindo das restantes técnicas de reforço, o seu êxito depende, em larga escala, da sua correta conceção em projeto e da boa execução em obra.

Tabela 5-13. Principais vantagens e desvantagens das fibras FRP (Álvaro Sousa, 2008)

Tipo de Fibra	Vantagens	Desvantagens
Carbono (CFRP)	Grande resistência à tração, compressão e fadiga	Sensibilidade ao choque e abrasão
	Grande resistência a temperaturas elevadas e à ação de agentes químicos	Corrosão do tipo galvânico
	Boa condutividade térmica e elétrica	Cerca de dez vezes mais cara do que as fibras de vidro (GFRP)
	Imune à corrosão	
Vidro (GFRP)	Grande resistência à temperatura	Muito suscetível a choques e danos
	Boa aderência à matriz polimérica	Características mecânicas inferiores a CFRP e AFRP
	Transparente	Maior peso específico
	Boa relação qualidade/preço	
Aramida (AFRP)	Baixa densidade	Baixa resistência à compressão
	Elevada resistência à tração	Sensibilidade à fluência, e ação dos raios ultra violetas
	Boa resistência ao choque, desgaste e vibrações	Dificuldade de moldagem
	Boa resistência a altas temperaturas e a químicos	Absorção de humidade

6 Exemplos de casos práticos de reparação e reforço

6.1 Cais de carga geral do porto de Aveiro



Figura 6-1. Vista do Cais de Carga do porto de Aveiro (LOURENÇO, Z. 2007).

- Descrição da obra

O cais do Porto de Aveiro situa-se na faixa da costa, dentro do limite da largura máxima legal do domínio público marítimo. Este contém cinco zonas portuárias designadas por: Terminal Norte, Terminal Sul, Terminal de Graneis Líquidos, Porto de Pesca Costeira e Porto de Pesca do Largo. A intervenção é direcionada para as zonas de maré e de salpicos da viga frontal do Cais de Carga Geral, este tem um comprimento de 250 metros, e a área total de betão armado a ser protegida foi de 1046 m².

- Inspeções, Ensaios Anomalias, patologias

O ensaio submetido ao cais de carga geral foi a medição nos pontos de monitorização, (zona 1; zona 2 e zona 3) do potencial natural.

Como esperado, os valores mais negativos foram verificados na zona 3 onde a concentração de humidade no betão era superior. Já os valores menos negativos foram registados na zona 1, zona de salpicos, onde a concentração de humidade é inferior e com maior concentração de oxigénio.

Já no decorrer da obra foram efetuados os seguintes testes antes da betonagem:

- Verificação da continuidade elétrica das armaduras em cada secção;
- Continuidade elétrica das ligações catódicas;
- Continuidade elétrica entre as ligações anódicas na mesma zona;

Antes, durante e depois da betonagem foram realizados testes para verificação da ausência de curto-circuito entre fitas de ânodo e a armadura. Estes testes foram realizados através da medição da resistência e do potencial entre as ligações anódicas e catódicas em cada zona/secção.

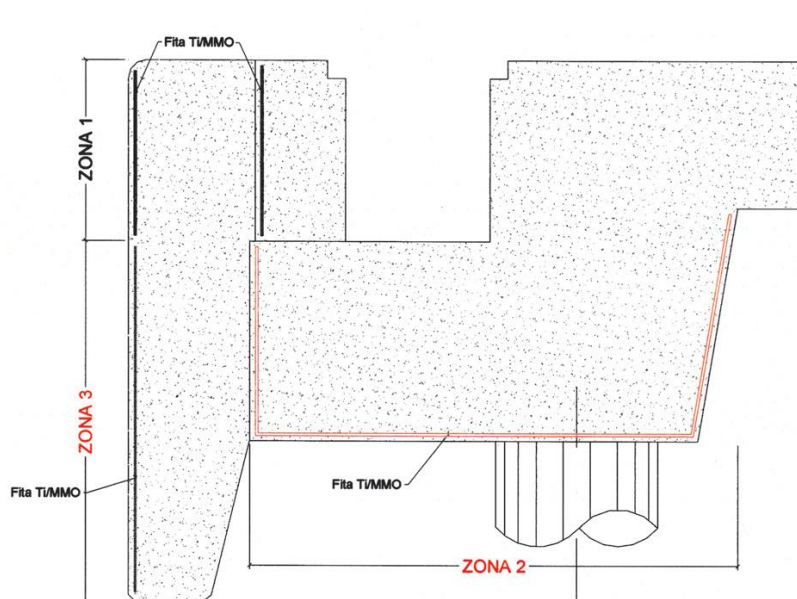


Figura 6-2 Corte da viga frontal, com a ilustração das diferentes zonas anódicas do sistema de proteção catódica. (LOURENÇO, Z. 2007).

- Intervenção realizada

Um sistema de proteção catódica foi utilizado nesta intervenção, constituído por fitas de malha de Titânio ativado revestida com óxidos de metais nobre (Ti/MMO), com 20 mm de largura e 0,5 mm de espessura. As fitas foram instaladas com espaçamento de 250 mm garantido através de espaçadores apropriados, de modo a evitar curto-circuitos, e ligadas através de soldadura por pontos, a uma outra fita de Titânio, distribuidor da corrente. Os elétrodos de referência utilizados foram de Mn/MnO₂, sendo fixos nas armaduras com a ajuda de braçadeiras de plástico.

Para um melhor controlo da informação gerada e controlo da corrente, as três zonas iniciais de monitorização foram subdivididas em subzonas.

De modo a que a intensidade de corrente de cada zona se mantivesse constante, o sistema foi carregado em modo de corrente constante permitindo também assim que a tensão de saída de cada fonte de alimentação varie automaticamente em função da resistividade do betão.

A monitorização e controlo do sistema é feito através de uma unidade central constituída essencialmente por: três fontes de alimentação (uma por zona), voltímetros e amperímetros para medição da intensidade da corrente e da voltagem fornecida e voltímetro de alta impedância, para medição dos potenciais de eléctrodo (LOURENÇO, Z. 2007).



Figura 6-3 Instalação das fitas de malha de Ti/MMO (LOURENÇO, Z. 2007).



Figura 6-4 Unidade Central de controlo e monitorização (LOURENÇO, Z. 2007)

- Ficha técnica e estado atual da obra, (conclusões)

Decidiu-se efetuar dois ciclos de polarização/despolarização, com duração de dois meses cada ciclo de polarização e 72 horas cada ciclo de despolarização. Verificou-se que os valores do decrescimento de potencial ao fim do primeiro ciclo foram inferiores a 100mV, portanto

decidiu-se aumentar a corrente fornecida a cada sub zona no segundo ciclo de despolarização. A tabela 6.1 apresenta os valores de potencial polarizado (instante OFF) e do decrescimento do potencial obtidos em cada sub zona.

Tabela 6-1 Resultados obtidos durante dois ciclos de polarização/ despolarização (LOURENÇO, Z. 2007).

Zona	Eléctrodos	Nat. Pot (mV)	Instante OFF (mV)	72 h Decres. (mV)	Instante OFF (mV)	72 h Decres. (mV)
			1º Ciclo pol./despol.		2º Ciclo pol./despol.	
Zona 1 Salpicos	CJ1-R1	-379	-414	69	-442	88
	CJ2-R1	-366	-411	21	-441	57
	CJ3-R1	-393	-514	117	-594	206
	CJ3-ER1	-383	-493	150	-624	245
	CJ4-R1	-323	-385	53	-430	100
	CJ4-ER1	-388	-563	177	-577	285
	CJ5-R1	-341	-467	125	-579	246
	CJ6-R1	-349	-495	128	-668	220
Zona 2 Maré - Superior	CJ1-R2A	-399	-394	17	-416	42
	CJ1-R2B	-494	-448	50	-450	16
	CJ2-R2A	-610	-534	56	-623	78
	CJ2-R2B	-431	-380	36	-438	53
	CJ3-R2A	-502	-468	79	-528	92
	CJ3-R2B	-465	-445	66	-507	101
	CJ4-R2A	-403	-394	42	-431	57
	CJ4-R2B	-458	-436	46	-517	56
	CJ5-R2	-488	-485	110	-665	220
	CJ6-R2	-559	-486	103	-484	145
Zona 3 Maré - Inferior	CJ3-RE2	-687	-674	66	-740	45
	CJ4-RE2	-707	-733	215	-852	208

Tabela 6-2 Média dos valores de decrescimento de potencial obtido em cada zona e em cada ciclo de polarização (LOURENÇO, Z. 2007).

Zona	Área	Pot. Nat. (mV)	Densidade Corrente (mA/m ²)	72 h Decres. (mV)	Densidade Corrente (mA/m ²)	72 h Decres. (mV)
			1º Ciclo pol./despol.		2º Ciclo pol./despol.	
Zona 1.1	Salpicos	-380	2	89	3,9	149
Zona 1.2		-350	3,8	120	6,8	212
Zona 2.1	Maré - Superior	-483	1,1	51	1,2	64
Zona 2.2		-477	3,3	75	3,8	120
Zona 3.1	Maré - Inferior	-687	2,6	66	4,8	45
Zona 3.2		-707	6	215	9,8	208

Em comparação com o máximo de 2 mA/m² recomendado na Norma Europeia, estes resultados mostram que a densidade de corrente necessária nesta estrutura, para a obtenção de 100 mV de decrescimento de potencial, ao fim de 72 h de despolarização, é da ordem de 3,5 mA /m². Mas, sendo que o sistema foi dimensionado para receber densidades de corrente muito superiores aos valores recomendados pela Norma Europeia, não existiu qualquer problema de durabilidade

dos ânodos e dos restantes componentes do sistema (LOURENÇO, Z. 2007).

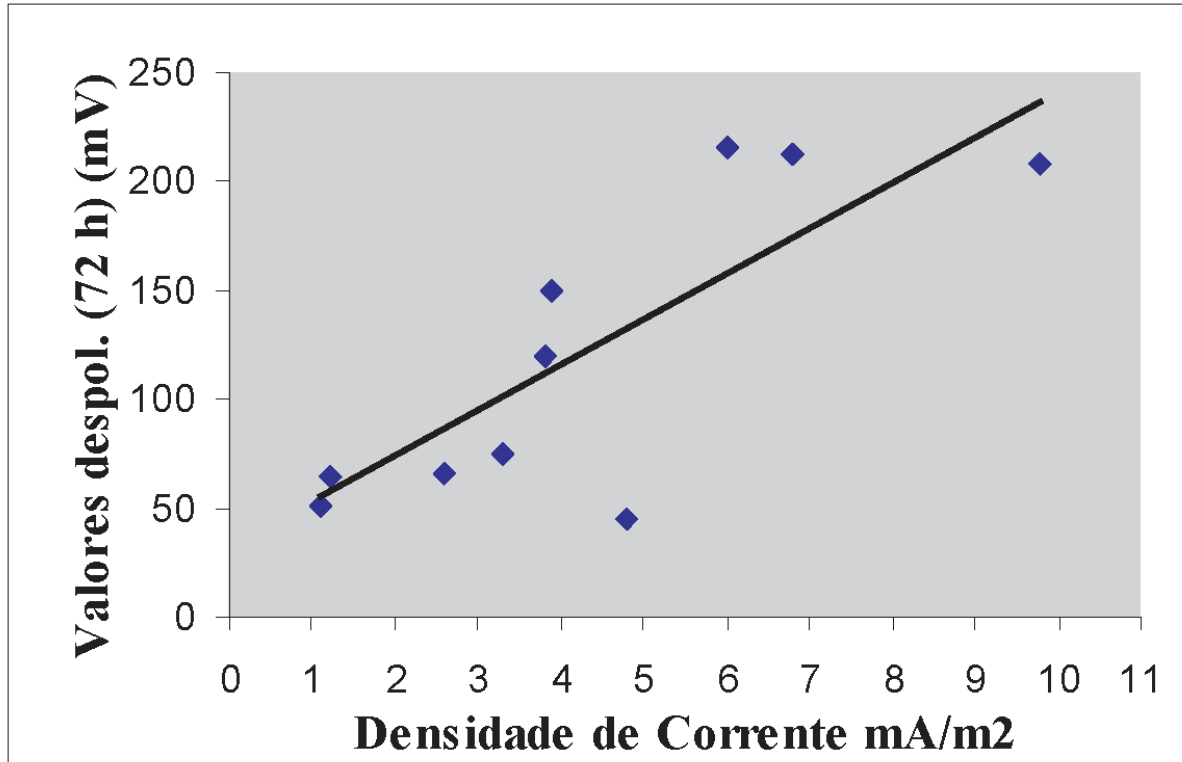


Figura 6-5 Média dos valores do decrescimento do potencial (72 h) em função da densidade de corrente (LOURENÇO, Z. 2007).

6.2 Viaduto Duarte Pacheco



Figura 6-6. Vista geral viaduto Duarte Pacheco (<http://www.panoramio.com>, 2014).

- Descrição da obra

O Viaduto Duarte Pacheco é um viaduto de acesso a Lisboa, vindo da autoestrada A5. Tem um tabuleiro com 355m de desenvolvimento, e 24 metros de largura. Foi projetado em 1937 pelo Engenheiro João Alberto Barbosa Carmona e a obra teve início em Abril de 1939 e concluída em Dezembro de 1944. (APPLETON, J: et al, 2004).

A estrutura, realizada na sua maioria em betão armado, é composta em 5 partes:

Duas passagens superiores em arco, uma sobre a linha de caminho-de-ferro e outra sobre a Avenida do Parque Florestal de Monsanto;

Um arco central sobre a Avenida de Ceuta;

Dois viadutos com uma extensão de 85.80 m entre eixos, de vigas contínuas de 5 tramos com 16.35 m de vão apoiadas em pilares articulados longitudinalmente.



Figura 6-7 Alçado do Viaduto Duarte Pacheco (APPLETON, J: et al, 2004).

- Inspeções, Ensaios Anomalias

Em 1993 e 1994 o LNEC realizou uma inspeção visual, onde se detetou fendilhação de geometria irregular e fendilhação orientada com as armaduras longitudinais, o que originou a despassivação das armaduras e alguma corrosão nas mesmas. Da análise efetuada em amostras de betão com recurso a raio X, foram detetadas reações expansivas no betão, nomeadamente reações álcalis-sílica e etringite. Em algumas zonas a carbonatação já era significativa aproximando-se da profundidade das armaduras.

Os ensaios de composição do betão confirmaram a presença de inertes reativos em toda a obra. Os ensaios de humidade indicam que a humidade relativa no interior dos elementos estruturais é superior a 85%. Os ensaios de reatividade potencial dos álcalis concluíram que estas reações estão praticamente terminadas (APPLETON, J: et al, 2004).



Figura 6-8. Fendilhação das reações alcali-sílica no betão nas vigas do tabuleiro (APPLETON, J: et al, 2004).

- Intervenção realizada

A reabilitação orientada para suprimir as patologias detetadas, foi dividida em 8 fases de trabalho: (APPLETON, J: et al, 2004).

- 1^a. Reparação local das zonas com indícios de corrosão de armaduras, reconstruindo o betão da camada superficial com microbetão ou argamassas pré-doseadas. Em zonas com extensão significativa foi previsto o reforço com malha de aço galvanizado que tem o objetivo de controlar, reduzindo, a abertura de fendas devidas a novas reações expansivas.
- 2^a. Reparação das zonas com fendilhação acentuada (em particular em pilares e arcos) provocada pelas reações expansivas, com ou sem corrosão de armaduras. Nas fendas de abertura superior a 1.0 mm foi realizado o seu preenchimento com calda de cimento e a selagem do bordo com poliuretano (figura 3). As fendas com abertura entre 0.4 mm e 1.0 mm foram somente seladas.
- 3^a. Proteção da estrutura em relação ao mecanismo de corrosão de armaduras e controlo das reações expansivas álcalis-sílica. Neste efeito de proteção é essencial a eficácia no controlo das trocas de humidade entre o ambiente exterior e a estrutura de betão. Assim, o sistema deverá eliminar a penetração de água para o interior do betão ao mesmo tempo que possibilita a saída de vapor de água do interior do betão para o meio exterior. Paralelamente o sistema de proteção superficial deverá ainda garantir uma adequada proteção em relação à penetração de anídrico carbónico (CO₂) e deverá possuir capacidade de deformação para absorver, sem fendilhar, as deformações expansivas (e abertura de fendas) devidas às reações álcalis-sílica. Assim este sistema de proteção superficial multi barreiras é composto pelos seguintes elementos:
 - Impregnação hidrofugante, sistema aplicado por projeção e que penetra na estrutura porosa superficial do betão, revestindo os poros e repelindo a água.
 - Barramento das fendas, incorporando malha de fibras de vidro.
 - Pintura (revestimento espesso e flexível) aplicado pelo menos em duas demãos cruzadas e com maior espessura nos seguintes elementos: arcos centrais, pilares sobre os arcos centrais, pilastras dos arcos centrais e vigas exteriores do tabuleiro (espessura superior ou igual a 500 µm).

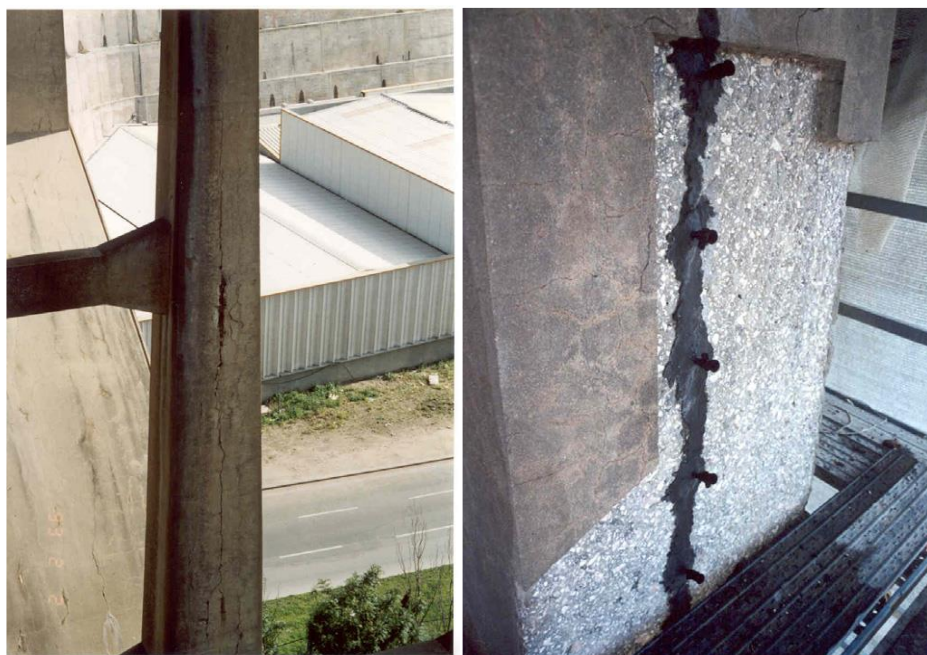


Figura 6-9. Fendilhação em pilar e trabalho de injeção (APPLETON, J: et al, 2004).

4ª. Reabilitação de apoios



Figura 6-10. Reabilitação de apoios moveis (APPLETON, J: et al, 2004).

5ª. Substituição de apoios móveis



Figura 6-11. Substituição de apoios móveis bloqueados e deformados (APPLETON, J: et al, 2004).

6ª. Reforço das vigas externas do tabuleiro com laminados de fibras de carbono



Figura 6-12.Reforço com laminados de fibra de carbono (APPLETON, J: et al, 2004).

7ª. Reconstrução das lajes consola dos passeios. A laje consola tinha apenas uma espessura de 0.07 m o que dificultaria a sua reparação. Assim foi considerado que a sua reconstrução seria mais apropriada tendo então a espessura da nova laje sido de 0.10 m. Na figura 7 ilustram-se os trabalhos de reconstrução dessas lajes.



Figura 6-13.Reconstrução das lajes consola e dos passeios (APPLETON, J: et al, 2004).

8ª. Trabalhos diversos, tais como reconstrução dos topos das pilastras, zonas de apoio das vigas, repavimentação do tabuleiro, requalificação do sistema de drenagem de águas pluviais, introdução de um sistema de impermeabilização.

- Ficha técnica e estado atual da obra

A intervenção foi realizada em 2002/03 e ficou a cargo do empreiteiro Construtora do Tâmega. Foram reparados 1.930m² de área deteriorada, o sistema de proteção foi aplicado em 44.000m². Utilizaram-se 968m de laminados para reforço (Saraiva, J. 2007).



Figura 6-14. Vista geral do viaduto Duarte Pacheco após intervenção (APPLETON, J: et al, 2004).

6.3 Reabilitação da ponte cais da Trafaria



Figura 6-15. Ponte Cais da Trafaria (a2p estudos e projetos, 2004).

- Descrição da obra

A Ponte Cais construída em 1983, é utilizada para o aprestamento de navios de transporte dos cereais. É constituída por 9 caixões com 21,0m de largura e 12,0m de desenvolvimento, sobre os quais apoiam 8 lajes vigadas com 20,4m de comprimento e 19,0m de largura. Estes são em betão armado e as lajes vigadas em betão armado pré-esforçado. A ponte inclui 3 duques D'Alba e respetivas passagens para peões, constituídos por vigas simplesmente apoiadas, com vãos que variam entre 22m e 42m (a2p estudos e projetos, 2004).

- Inspeções ensaios e anomalias

Uma inspeção visual mostrou que alguns painéis de laje tinham o betão da face inferior totalmente delaminado e nalgumas vigas as bainhas de pré-esforço estavam já aparentes e sujeitas à livre corrosão. Constatou-se que as vigas mais altas, que estavam em contacto com a água, por terem um nível de humidade permanente mais elevado, se encontravam menos deterioradas que as vigas mais baixas (poros saturados fazem diminuir a quantidade de oxigénio junto das armaduras, limitando a progressão da corrosão).

Devido á elevada exposição do ambiente marítimo, verificou-se a corrosão geral nas armaduras causada por cloretos. Os ensaios concluíram que o valor crítico de concentração de cloretos situava-se aos 45mm de profundidade.

Inclusivamente, devido ao elevado estado de deterioração, em 2004 uma das vigas das passagens de peões colapsou, com uma rotura frágil. O colapso aconteceu apenas para a ação das cargas permanentes. Realizou-se uma análise estrutural que permitiu concluir que tal só podia acontecer com a rotura de dois cabos de pré-esforço. Ensaio posteriores à calda de injeção dos cabos permitiu concluir que esta se encontrava totalmente contaminada com cloretos que resultou num estado avançado de corrosão dos cordões de pré-esforço (Saraiva, J. 2007).



Figura 6-16. Estado de degradação da estrutura (a2p estudos e projetos, 2004).

- Intervenção realizada

Reparação global com encamisamento da estrutura com microbetão de alta durabilidade, de modo a garantir o recobrimento das armaduras de 50mm, complementado por uma proteção superficial de pintura epoxídica.

Para o encamisamento das vigas o empreiteiro estudou a hipótese de utilizar microbetão autocompactável ou com inertes pré-colocados seguidos de injeção de calda de cimento. A necessidade de recorrer a uma destas técnicas relacionava-se com a dificuldade de acesso e orientação das superfícies a betonar. Realizaram-se testes num modelo à escala 1:1 para comparar as técnicas e adotou-se a utilização de microbetão autocompactável. Esta escolha deveu-se ao facto que nas condições de execução era inviável recorrer a meios de vibração mecânicos. Para além disso o betão com agregados pré-colocados originava uma camada superficial de betão só com calda de cimento, devido ao à deposição dos agregados.

Na face inferior das lajes começou por se utilizar projeção de betão, mas foram detetadas algumas deficiências na interface de ligação ao substrato. Abandonou-se esta técnica e também aqui se adotou o betão autocompactável, tendo-se realizado furos na laje para colocação do betão a partir da face superior da laje e purga do ar, após colocação de cofragem fixa na face inferior.

A remoção de betão deteriorado foi realizada por fases para manter a ancoragem das armaduras. As passagens de peões foram substituídas por novas estruturas de elevada durabilidade (betão de alto desempenho, recobrimento mínimo de 50 mm e protecção superficial com pintura acrílica), pois a sua reabilitação não era economicamente viável.



Figura 6-17. Intervenções nas vigas da ponte cais da Trafaria (a2p estudos e projetos, 2004).

- Ficha técnica da obra e estado atual

A intervenção foi realizada em 2005 com um custo total de 1250000€, sendo reparados 4469 m² de área de viga e 490 m² de área de laje. Para a proteção geral das superfícies reparadas utilizou-se uma tinta à base de resina époxy da International Paint com nome Interzone B54 com espessura superior de 300 µm., que faz cura debaixo de água. Em zonas onde não se aplicou nova camada de betão mas se detetou a existência de fendas com abertura superior a 0.2 mm

aplicou-se revestimento com tinta Sikagard 255 (tinta de resina epoxy muito flexível e resistente) armada com tela de fibra de vidro Sika TX 270. (Saraiva, J. 2007).

O betão autocompactável apresentava as seguintes características:

Classe de resistência mínima	C35/45
Quantidade de cimento	$300 < c < 400 \text{ kg/m}^3$
Relação água cimento	$a/c < 0.4$
Máximo diâmetro de inerte	$< 10 \text{ mm}$

O betão adotado tinha a seguinte composição:

Cimento tipo I 42.5 com 355 kg/m^3 , 177 kg/m^3 de cinzas volantes, 195 kg/m^3 de escórias, relação água cimento $a/c=0.27$. (Saraiva, J. 2007).

6.4 Reabilitação da ponte de Arrábida



Figura 6-18. Vista geral Ponte da Arrábida (Gaiurb 2015)

- Descrição da obra

A ponte da Arrábida foi concluída em 1963 e inaugurada a 22 de Junho do mesmo ano. O projeto e direção estiveram a cargo do Prof. Eng.º Edgar Cardoso. (Porto XXI, 2015).

O desenvolvimento total da ponte é de 493.20 m com um arco de 270 m de corda e 52 m de flecha. O tabuleiro em laje vigada com 12 vigas, tem uma largura de 25 m e vãos de 21.20 m. O tabuleiro apoia em cada alinhamento transversal com 4 pilares através de carlingas. Na zona do Rio as ações são transmitidas pelos pilares a dois arcos gémeos com 8m de largura cada e secção em caixão bicelular. (APPLETON, J: et al, 2002).

- Inspeções ensaios e anomalias

A inspeção visual originou um mapeamento das anomalias representado na figura seguinte.

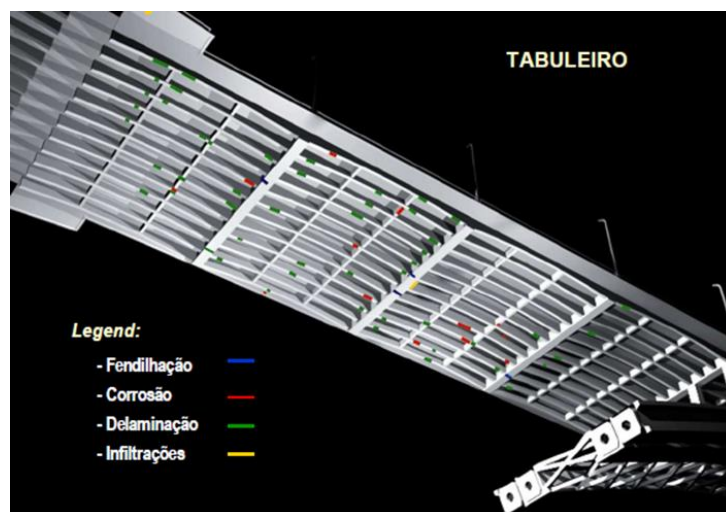


Figura 6-19. Ilustração do mapeamento das Patologias (APPLETON, J: et al, 2002).

Em simultâneo com a inspeção visual realizou-se o ensaio de deteção de delaminação, por precursão com martelo nas superfícies de betão que comprovou a extensa delaminação do betão e armaduras à vista que se observam nas vigas do tabuleiro, em especial na zona sobre o arco.

Constatou-se também que grande parte da corrosão de armaduras ocorre em locais de juntas de betonagem ou locais de deficiente colocação e vibração do betão traduzidas por segregação dos inertes e em locais de recobrimento muito pequeno (APPLETON, J: et al, 2002).

Para o efeito e tendo em conta a diversidade de elementos estruturais, as diferentes condições de exposição e as diferentes condições de acesso definiram-se e selecionaram-se um conjunto de regiões representativas da totalidade da estrutura (figura seguinte) Em cada uma dessas regiões realizaram-se os seguintes ensaios: (APPLETON, J: et al, 2002).

- a. Observação topográfica da obra para se verificar a sua conformidade dimensional com o projeto, incidindo especialmente no nivelamento geométrico do tabuleiro, configuração e posição dos arcos e observação da verticalidade dos pilares.
- b. Deteção de armaduras e medição do seu recobrimento (394m², que correspondem a cerca de 0.5% da área exposta de betão) utilizando sensores magnéticos e um microprocessador.
- c. Determinação da profundidade da carbonatação (86 medições) em pequenas carotes, furos e superfícies de fratura, aplicando uma solução alcoólica de fenolftaleína.
- d. Determinação do teor em cloretos (expresso em percentagem da massa do betão) a várias profundidades (44 perfis de cloretos) por recolha de pó de betão obtido por furação com broca e utilização de equipamento standard.
- e. Ensaio de caracterização do betão, envolvendo extração de 16 carotes para realização de:
 - Ensaio de resistência e medição do módulo de elasticidade (7 ensaios).
 - Ensaio de avaliação da qualidade do betão: absorção por imersão (3), absorção por capilaridade (5) e permeabilidade (5).

- Análise petrográfica, mineralógica e microestrutural com vista a avaliar a estrutura interna do betão e eventuais reações químicas expansivas do betão (3 provetes).
- f. Ensaio de esclerómetros (83) para avaliar a homogeneidade do betão e a sua dureza superficial. Ensaio de avaliação do grau e estado de corrosão das armaduras, envolvendo Medição do potencial elétrico (6 malhas).
- g. Medição da resistividade do betão (6 zonas).
- h. Medição da resistência de polarização para avaliar a velocidade da corrosão em $\mu\text{m}/\text{ano}$ (5 locais).
- i. Ensaio de tração de varões de aço (6 provetes).
- j. Avaliação das características dinâmicas da Ponte.

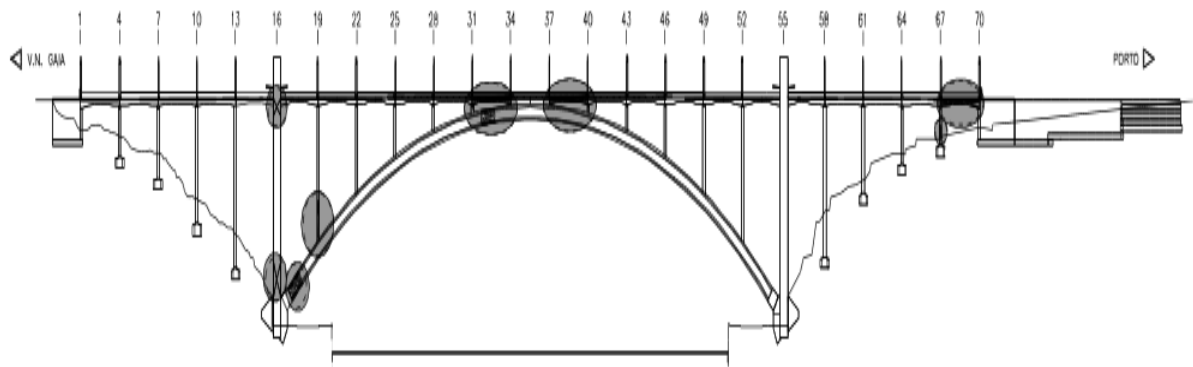


Figura 6-20. Localização das zonas ensaiadas (APPLETON, J: et al, 2002).

O estado de deterioração da Ponte em função das inspeções e ensaios concluiu-se que:

- A profundidade de carbonatação é apenas de 5 mm.
- A penetração de cloretos é muito pequena em geral, com exceção das zonas onde se verificam deficiências de betonagem onde a contaminação por cloretos atinge 0.08% do peso do betão a uma profundidade de 2.50 cm. De referir que um valor de referência do teor crítico em cloretos, valor a partir do qual as armaduras são despassivadas, é de 0.05%.
- A corrosão de armaduras associada à carbonatação do betão só ocorre em locais onde o recobrimento for muito pequeno (inferior a 610 mm) e a corrosão de armaduras associada à penetração de cloretos se está a desenvolver na Ponte constituindo o principal mecanismo de deterioração o qual é já especialmente gravoso nas zonas onde as deficiências de betonagem conduziram a uma qualidade inferior para o betão.
- Os ensaios de resistência à compressão conduziram a valores de 52.60 a 78.50 MPa. Os ensaios de avaliação da qualidade do betão revelaram, que a composição adotada, era muito boa.
- A realização da análise petrográfica revelou uma pasta de cimento muito compacta e a inexistência de reações expansivas no betão e permitiu identificar a natureza dos inertes.
- Apesar de ter sido utilizado na Ponte da Arrábida um betão de alta qualidade e das superfícies do betão terem sido protegidos por pintura, a Ponte apresenta após 35 anos de serviço uma

deterioração significativa devida à corrosão de armaduras associada à penetração de cloretos nas zonas onde ocorrem deficiências de betonagem. (APPLETON, J: et al, 2002).

- Intervenção realizada

Realizou-se uma proteção superficial geral da obra com tinta acrílica de base aquosa de espessuras compreendidas entre 180 µm e 250 µm

Realizou-se um sistema de proteção diferenciado, reforçado nas zonas de deficiências de betonagem (juntas de construção e zonas de deficiente compactação) e com uma espessura superior na zona da Ponte em relação à aos viadutos.

As zonas em que as armaduras estão expostas e as zonas em que o betão está delaminado foi reparado o local com substituição do betão e com novas argamassas de base cimentícia, repassivando assim as armaduras. Os pilares sobre os arcos, junto ao fecho, nas zonas fendilhadas e delaminadas e aplicou-se uma junta com selante deformável por forma a permitir a rotação das secções de topo e base dos pilares.

A reabilitação geral contempla ainda a reformulação do sistema do pavimento do tabuleiro, incluindo a sua impermeabilização, a reformulação do sistema de drenagem e a substituição das juntas de dilatação. A intervenção inclui ainda a instalação de um sistema de monitorização especialmente focado na observação do processo de deterioração que conduz à corrosão de armaduras pelo que foram instaladas células de corrosão nas zonas atualmente sãs e nas zonas sujeitas a reparação local, em especial na estrutura do tabuleiro.



Figura 6-21. Corrosão das armaduras (APPLETON, J: et al, 2002).

- Ficha técnica da obra e estado atual

A intervenção foi realizada em 2002 e ficou a cargo do empreiteiro Teixeira Duarte. Teve um custo de 4.524.000€, sendo que deste valor 964.200€ corresponderam à pintura geral e 359.700€ à reparação. Foram reparados 3.650 m² de área deteriorada e 150 m de fendas. O sistema de protecção foi aplicado em 65.000 m².

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

Ao longo desta dissertação, foram abordadas as várias etapas constituintes num projeto de reparação e reforço em estruturas de betão armado. Descreveram-se as principais técnicas de reforço estrutural, dando especial atenção à sua aplicação nalguns elementos estruturais, nomeadamente, vigas e pilares. Sendo que este trabalho padece de componente prática e/ou laboratorial, tentou-se sistematizar o complexo processo de um projeto deste âmbito, de modo a que a presente dissertação possa servir de complemento bibliográfico ao projetista.

Foram referenciadas as normas e regulamentos mais importantes, e descreveram-se os principais ensaios in situ e laboratoriais, usados para caracterizar e avaliar o estado da estrutura. Em seguida expuseram-se as patologias e os mecanismos de deterioração mecânicos, físicos e químicos mais recorrentes nas estruturas de betão armado. Refere-se ainda a metodologia geral de intervenção a seguir, assim como os principais aspetos técnicos a considerar neste tipo de intervenção, nomeadamente, mecanismos de transferência de tensões.

De um modo geral, no penúltimo capítulo descreveu-se as principais técnicas de reforço, salientando-se o reforço através de materiais compósitos empregues atualmente, tais como os CFRP, que possibilitam acréscimos elevados na capacidade resistente. Realçou-se este tipo de reforço também por apresentar um baixo impacto arquitetónico e ser fácil aplicação, embora exija mão-de-obra especializada.

No último capítulo, como já referido anteriormente a ausência de componente prática nesta dissertação, foram expostos quatro casos práticos de reparação e reforço em estruturas de betão armado localizadas em Portugal.

Por fim, com base no ACI 440 e ACI 318 foram abordadas considerações gerais de dimensionamento de reforço à flexão e ao corte com recurso a FRP (apresentadas no anexo).

Assim, torna-se visível que um estudo criterioso da estrutura existente em conjunto com o conhecimento dos materiais e técnicas de reforço, pode conduzir a intervenções viáveis economicamente e com pouco impacto na estrutura intervencionada. Podendo concluir que a reparação e reforço de estruturas de betão armado é atualmente uma ciência dominada, com apoio normativo e técnicas bastante evoluídas bastante completo, comprovado com obras realizadas de grande sucesso.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os desenvolvimentos que se consideram mais importantes, a realizar no âmbito desta temática são os seguintes:

- Recolha de novas técnicas de reparação e reforço, à medida que sejam realizados novos trabalhos de investigação;
- Elaboração de um caso prático de reforço numa estrutura real, usando por exemplo o reforço com recurso a FRP e seguindo a metodologia do ACI 440 e ACI 318;

- Elaboração de um manual de dimensionamento para as diversas técnicas aqui abordadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 364. *ACI 364.1 R-94 - Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation.* American Concrete Institute, 1999.

ACI COMMITTEE 318. *ACI 318M-05 - BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY* American Concrete Institute, 2005.

ACI COMMITTEE 440. *ACI 440.2R-08 - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.* American Concrete Institute, 2008.

AFONSO, F. P. *O mercado da reabilitação. Enquadramento, relevância e perspectivas.* Associação de Empresas de Construção, Obras Públicas e Serviços, Lisboa, 2009.

AZEVEDO, D., “Reforço de Estruturas de Betão com Colagem de Sistemas Compósitos CFRP – Recomendações para Dimensionamento”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Novembro 2008.

APPLETON, J; & COSTA, A. *Disciplina de Reabilitação e Reforço de Estruturas.* Lisboa Instituto Superior Técnico, 2011.

APPLETON, J; COSTA, A; DELGADO, J; GRAVE DOS SANTOS, J; PEDRINHO, VITOR. “Reabilitação do viaduto Duarte Pacheco”. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2014.

ATTARD, M. M., SETUNGE, S., “Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete”. *Material Journal ACI*, 93(5), 432-444, 1996.

APPLETON, Júlio; “Inspeção, Avaliação e Reabilitação da Ponte da Arrábida”; Estradas 2002; 2º Congresso Rodoviário Português; Lisboa; Novembro 2002.

APPLETON, Júlio; FRIAS, Fernando; MOURA, Rita; “Reparação da Ponte da Arrábida Sobre o Rio Estruturas 2002; Lisboa; 2002.

ABOUTAHA, R.S.; ENGELHARDT, M. D.; JIRSA, J.O.; and M.E. Kreger "Rehabilitation of Shear Critical Columns using Rectangular Steel Jacket" *ACI Structural Journal* January-February 1999 pp.68-78.

BUNGEY J.H., *Testing Concrete in Structures. A guide to equipment for testing concrete structures, CIRIA technical note 143, CIRIA – Construction Industry Research and Information Association, London, 1992.*

BRETT, A. M. O; BRETT, C. M. A. “*Electroquímica – Princípios, métodos e aplicações*”, Oxford University Press, 1993.

BASF. “*Reforçando Estruturas com a Utilização do Sistema Compósito Estrutural de Fibras de Carbono MBrace*”, BASF Construction Chemical, 2007.

BOUVIER, Charlotte A. C. “Techniques of Seismic Retrofitting For Concrete Structures” Submitted to the department of civil and environmental engineering requirements for the degree of master of engineering in Civil and Environmental Engineering at the Massachusetts Institute of Technology (MIT), June 2003.

CÓIAS, V. *Construção nova e reabilitação são coisas diferentes.* Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico, Lisboa, 2009.

CÓIAS, Victor; Outubro 2006. *Inspecções e Ensaios na reabilitação de edifícios;* Instituto Superior Técnico; Lisboa.

CÓIAS, V. *Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios.* Lisboa, IST PRESS, Agosto 2009.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN. *Bulletin d’information n.º 162 – Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Up-grading (redesign).* Prague, October, 1983.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN. *Bulletin d’information n.º 213/214 – CENFIP Model Code 1990,* Lausanne, Maio, 1993.

COSTA, A. “*Patologia do Betão Armado, Técnicas de diagnóstico*”; Ciclos de Acções de Formação em Reabilitação de Estruturas, Ordem dos Engenheiros, 21 a 23 Março 2007.

COSTA, A. “*Durabilidade, Estruturas de Betão*”; Ciclos de Acções de Formação em Reabilitação de Estruturas, Ordem dos Engenheiros, 21 a 23 Março 2007.

COSTA, A. “*Patologia do Betão Armado – Modelação da Deterioração*” - Reabilitação e Reforço de Estruturas, Instituto Superior Técnico, 2007.

COSTA, A. J. *Appleton “Assessment and Repair of a Concrete Dockyard”,* IABSE Symposium - Rio de Janeiro - August 25-27, 1999.

COSTA, A. J. *Appleton “Mecanismos de deterioração das estruturas de betão armado”* Departamento de Engenharia Civil, Grupo de estruturas de betão armado e pré-esforçado, 1999.

COSTA, António. “*Durabilidade de estruturas de betão armado em ambiente marítimo*”; Tese de Doutoramento; Instituto Superior Técnico, 1997.

COSTA, A; APPLETON, J; “Case studies of concrete deterioration in a marine environment in Portugal”; *Cement & Concrete Composites* 24; pp 169-179; 2002.

CASTRO, J. e MARTINS, J. M. *Patologias do betão reparação e reforço de estruturas; serie reabilitação; 1ª edição, 2006.*

CHAI Y. H; PRIESTLEY, M. J. N; and SEIBLE, F. "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance" *ACI Structural Journal* Sept-Oct 1991 p. 574.

DASCHNER, F. "Notwendige Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton" -Literaturschau, Teil 2º: Laborversuche Universität München, 1976.

Department of Defense, United States of America, Unified Facilities Criteria (UFC), "Electrical Engineering Cathodic Protection", 16 de Janeiro de 2004, disponível em: [http://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc_3_570_02n.pdf], acedido em Abril de 2007].

Department of Trade and Industry "Residual life Models for Concrete Repair – Assessment of the Concrete Repair Process", BRE Client report number OCT. 02 Draft, 2002.

Department of the Army, U.S Army Corps of Engineers, Public Works Technical Bulletin No. 420-49-37, "Cathodic Protection – Anode Selection", 15 Junho 2002.

DAILY, S. F. "Using Cathodic Protection to Control Corrosion of Reinforced Concrete Structures in Marine Environments", Corpro Companies, Inc., Technical Papers.

DA SILVA SOUSA, Álvaro Fernando. "Reparação, reabilitação e reforço de estruturas de betão armado" Dissertação em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas; FEUP-faculdade de engenharia da universidade do porto; 2008.

DAUDEY, X. and FILIATRAULT A. "Seismic Evaluation and Retrofit with Steel Jackets of Reinforced Concrete Bridge Piers Detailed with Lap-Splices" *Canadian Journal of Civil Engineering* vol. 27 1-16, 2000.

EUROCODE 2, ENV 1992-1-3: "Design of Concrete Structures. Part 1-3: General Rules -Precast Concrete Elements and Structures", CEN, 1994.

European Standard EN 12696: "Cathodic Protection of steel in concrete", English Version, March 2000.

European Standard EN 12696: *Cathodic Protection of steel in concrete*", English Version, March 2000.

European Committee for Standardization, Technical Specification, FinalDraft prCEN/TS 14038-1 "Electrochemical realkalization and choride extraction treatments for reinforced concrete – Part 1: Realkalization", May 2004.

EUROCÓDIGO 2. Projeto de estruturas de betão – Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. CEN EN-1992-1-1, 2004.

EUROCODE 8. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures. Part 1-4 Strengthening and Repair of Buildings. CEN prEN-1998-1-4 Draft, 1995

FOOKES, P.G. "Concrete in Hot Dry Salty Environments", Concrete, 29 34-39, 2005.

FERREIRA, Rui Miguel. "Avaliação de ensaios de durabilidade do betão"; Tese de Mestrado; Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2000.

FERREIRA, Rui Miguel. "Avaliação de ensaios de durabilidade do betão"; Tese de Mestrado; Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2000.

FERREIRA SILVA, Joana M. M. *Métodos Electroquímicos para Prevenção da deterioração e Reparação de Estruturas de Betão Armado Protecção Catódica - Dessalinização e Recalcanização*; Tese de Mestrado, 2007.

GILINSKY, E. "Guidelines For Underground Storage Tank Cathodic Protection Evaluation", Department of Environmental Quality Guidance Memorandum No.06-2006, May 2006.

GOMES, A., "Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas", Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Julho de 1992.

GOMES, A. e APPLETON, J., "Ensaaios Experimentais de Pilares Reforçados Submetidos a Cargas Cíclicas", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Nº 38, pp. 19-29, 2008.

Gomes, A., Appleton, J., "Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º42.

Gomes, A., Appleton, J., "Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º41.

Júlio, S. Eduardo, "Influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado" dissertação apresentada na Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais, Coimbra, 2001.

JUVANDES, L.F.P. "Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP", dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor, DECivil, Porto, Setembro, 400 pp, 1999.

JIANHAI, Qiu. "Emerging Corrosion Control Technologies for Repair and Rehabilitation of Concrete Structures".

JUVANDES, L.F.P. e MARQUES, N. A. - "Reforço de Estruturas por Colagem Exterior de Sistemas Compósitos de FRP - Manual de Procedimentos e de Controlo de Qualidade para Construção", protocolo MOTA-ENGIL, Engenharia e Construção, S.A./LEMC, publicação LEMC-JUV/003-2007, FEUP, Outubro, 180 pp, 2007.

JUVANDES, L.F.P. e tal. - "A temperatura e a técnica de reforço por colagem de sistemas de FRP", 4^{as} Jornadas, JPEE 2006, LNEC, Lisboa, 13 – 16 Dezembro, CD, 2006 "The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering" Manoochehr Zoghi.

KHOURY, Gabriel Alexander. *Effect of fire on concrete and concrete structures Imperial College*, London, 2000.

KAKUBA, G. "The Impressed Current Cathodic Protection System", Master's Theses, Department of Mathematics and Computer Science, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, August 2005.

LOURENÇO, Z. "Técnicas de Prevenção/Protecção Electroquímicas, Parte 2 – Recalcalinização e Dessalinização", Ciclo de Acções de Formação em Reabilitação de Estruturas, Ordem dos Engenheiros, 21 a 23 Março 2007.

LOURENÇO, Z. "Protecção Católica de Estruturas de Betão Armado". Ciclo de Acções de Formação em Reabilitação de Estruturas, Ordem dos Engenheiros, 21 a 23 Março 2007.

LESLIE, J. R.; CHEESEMAN, W. J. D. *An ultrasonic method for studying deterioration and cracking in concrete structures.* Amer, Concrete Inst, 1949.

MARANHA, Paulo. Apresentação das aulas - *Reforço de estruturas e fundações de edifícios e pontes.* (2014).

MALHOTRA, V.M. In situ/nondestructive testing of concrete – *A global Review, In Situ/nondestructive Testing of Concrete, Special Publication SP-82,* American Concrete Institute, Detroit, p 1-16, 1984.

MORENO, A.V; LOPÉZ, T. P; MADRID, M. M. "El Fenómeno de la corrosion en estructuras de concreto reforzado", Publicación Técnica No. 182, Sandafandila, Qro, 2001, disponível em: [<http://boletin.imt.mx/publicaciones/pubtec/pt182.pdf>], acedido em Abril de 2007.

MIRANDA, J.M; LUÍS, J. F; COSTA, P. T; SANTOS, F. M. "Fundamentos de Geofísica".

MILTENBERGER, M; P.E "Corrosion Protection of Reinforcing Steel in Concrete", Vector Technologies, Inc., disponível em: <http://www.virginiadot.org/business/resources/bu-mat-05VCC-MMiltenberger.pdf>, acedido em Março 2015.

MIRMIRAN, A. e SHAHAWY, M. "Recommended construction specifications and process control manual for repair and retrofit of concrete structures using bonded FRP composites", National Cooperative Highway Research Program, American Association of State Highway and Transportation officials, Transportation Research Board, Washington DC, NCHRP report n°.609, 71 pp, 2008.

NACE, Proposed Standard Practice “*Electrochemical Realkalization and Chloride Extraction for Reinforced Concrete*”, NACE Internacional, 2006.

Norma BS 1881-204: 1988 Testing concrete “*Recommendations on the use of electromagnetic cover meters*”.

Norma BS 1881-6: 1971 Methods of testing concrete. *Analysis of hardened concrete*.

Norma BS 1881-202: 1986 Testing concrete. *Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer*.

Norma RILEM CPC-18: *Measurement of hardened concrete carbonation depth*, 1996.

Norma BS 1881-207: 1992 Testing concrete. *Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface test*.

Norma BS 1881-203: 1986 Testing concrete. *Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete*.

Norma ASTM C805-85: *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*.

Norma ASTM D4541-95: *Stand. Test Method for Pull-Off Strength*.

Norma ASTM C1383-98a: *Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method*.

Norma ASTM C597-09: *Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*.

Norma AASHTO T260-84: *Standard Method of Test for Sampling and testing for chloride ion in concrete and concrete raw materials*.

PAIVA, J. VASCONCELOS, J. AGUIAR, J. Pinho, A. “*Guia Técnico de Reabilitação Habitacional*”, LNEC,2006.

POLITICO, G. “*Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação*”, Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais, Janeiro 2006.

PEDEFERRI, P. “*Electrochemical Realkalization and Electrochemical Chloride Removal*”, Dipartimento di Chimica Fisica Applicata – Politecnico di Milano, Italy.

PEDEFERRI, P. “*Cathodic Protection and Cathodic Prevention*”, Seminário Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado.

REHABCON, “*Electrochemical techniques – Annex D*”, Strategy for Maintenance and Rehabilitation in Concrete Structures, 2000.

REBAP 84, “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*”, Dec.-Lei nº 349-C/83, de 30 Julho, rectificado no suplemento ao D.R., 1ª Série, de 29 de Setembro de 1984.

Rosso, Rosso, T. Incêndios e arquitetura. Apostila. São Paulo: Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo (FAUUSP, 1975.)

RODRIGUES, João Paulo C. – “*Recuperação de Estruturas Danificadas por Incêndio – Propriedades Mecânicas Residuais do Aço e do Betão*”. Coimbra, Tese de Mestrado em Engenharia Civil – especialização em Estruturas, Universidade de Coimbra, 1994.

RODRIGUEZ, M., Park, M., (1991), “*Repair and Strengthening of reinforced concrete Buildings for Earthquake Resistence*”, Earthquake Spectra, V.7,Nº3, Aug.

RIPPER, T. *Sistemas Especiais para Reforço de Estruturas de Betão.* Rio de Janeiro: Universidade Federal Fluminense, 2005.

RÍO BUENO, Alfonso. *PATOLOGÍA, REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE EDIFICACIÓN* - Departamento de Estructuras de Edificación E.T.S. de Arquitectura Universidad Politécnica de Madrid, 2008.

ROZENBERG, I. M. “*Química geral*”; Instituto Mauá de Tecnologia; Editora Edgard Blucher Ltda, 2002.

SANTOS, S. Pompeu – *A Reabilitação Estrutural Do Património Construído*, Laboratório Nacional De Engenharia Civil, Lisboa 2008.

SARAIVA, J. – “*Técnicas de proteção e reabilitação de estruturas em betão armado*” Tese Mestrado”, Instituto Superior Técnico, Lisboa 2007.

SILVA, P.A.S.C.M. *Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistemas de CFRP*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, Porto, 2008.

SILVA, Joana. Dissertação de Mestrado - *Métodos Electroquímicos para Prevenção da Deterioração e Reparação de Estruturas de Betão Armado com Protecção Catódica, Dessalinização e Realcalinização*, 2007.

VIEITEZ CHAMOSA, J.A; RAMÍREZ ORTIZ, J.L. *Patología de la Construcción en España: Aproximación Estadística*. Resumen de Tesis Doctoral. Informes de la Construcción, Vol 36, n1364, pp. 5-15. Madrid, Octubre 1984.

WHITMORE, D. W. “*Impressed Current and Galvanic Discrete Anode Cathodic Protection for Corrosion Protection of Concrete Structures*”; Paper 02263, Vector Corrosion Technologies, 2002.

SCIELO (2015) http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952013000200002&script=sci_arttext Revista IBRACON de Estruturas e Materiais.

NCREP (2015) <http://www.ncrep.pt/static/7954> Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado Intervencoes.

Earth's CO2 Home Page (2015) <http://co2now.org/>

CED (2015) <http://www.aboutcivil.org> Civil Engineering Portal of Lectures & Training Material.

SJSU (2015) <http://www.engr.sjsu.edu/WofMatE/projects/srproject/srproj5.html>, Norma E 226 do LNEC San José State University.

GEO (2015) [http://geotechpedia.com/Equipment/Show/719/Covermeter--Bartracker#prettyPhoto\[pp_gal\]/1/](http://geotechpedia.com/Equipment/Show/719/Covermeter--Bartracker#prettyPhoto[pp_gal]/1/) Geotechpedia.

IEI (2015) <http://www.impact-echo.com/pages/products.html> Impact Echo Instruments.

OZ (2015) <http://www.oz-diagnostico.pt> Diagnostico Levantamento e Controlo de qualidade em Estruturas e Fundações, Lda.

(2015) <http://file.scirp.org/Html/5-1880042%5Cd03561fa-756f-475a-af97-f26d3082f1d3.jpg>
Imagem

GS (2015) <http://www.globalsources.com/si/AS/Baoji-Dingding/6008825187076/pdtl/Titanium-Anodes-Mesh/1050971236.htm> Global Sources.

CNT (2015) <http://www.chemicalnewtech.com/cathodic-protection/cathodic-protection-wavy/>
Chemical New Tech.

- PTC (2015) <http://www.perfecttitanium.com/products.html> Perfect Titanium Components.
- CONREHAB (2015) <http://www.conrehab.com/Cathodic-protection/Anode> Cathodic protection.
- AEGION (2015) <http://www.aegion.com/CompanyInformation/Resources/ProductCatalog/Anodes/Magnesium-Anodes/Magnesium-HP.aspx>
- (2015) AC http://www.corrosionclinic.com/corrosion_resources/corrosion_control_concrete_structures_p3.htm Aegion Corporation.
- CCASMI (2015) <http://www.corrosionservices.us.com/old-concrete-structures.asp> Corrosion Control and Automation Systems for Municipalities and Industry.
- WCCCS (2015) http://www.corrosionclinic.com/corrosion_resources/corrosion_control_concrete_structures_p5.htm Web Corr Corrosion Consulting Services.
- ST (2015) <http://www.structuraltechnologies.com/product/electro-tech-cp-metalized-mcp-systems-0> structuraltechnologies.
- A2p (2015) <http://www.a2p.pt/portfolio/projectos/ponte-cais-da-silopor> estudos e projetos.
- GAIURB (2015) http://www.gaiurb.pt/gaiurb_arrabida.htm urbanismo e habitação.
- Durability Modelling of Reinforcement Corrosion in Concrete Structures, Concrete Institute of Australia” <https://www.concreteinstitute.com.au> 2015.
- FOSROC 2015 <http://www.fosroc.com/> International and Alltrista Zinc Products Company.
- SCRIP 2015 <http://www.scirp.org/> Academic publisher.

Anexo 1

8 Considerações gerais de reforço com FRP à flexão e corte em seções retangulares de acordo com ACI 440 e ACI 318

De modo a que a estrutura apresente uma reserva de resistência, quando solicitada por a ação do fogo, o ACI recomenda que a estrutura anteriormente ao reforço resista a duas condições: A primeira garante a resistência a pelo menos 120% das ações permanentes e a 85% das sobrecargas. A segunda condição prende-se com a verificação da capacidade resistente tendo em conta a diminuição das propriedades dos materiais após sujeitos ao fogo.

$$(\phi R_n)_{\text{existente}} \geq (1.2W_{AP} + 0.85W_{Sob})_{\text{novo}} \quad (8.1)$$

$$(R_{n\theta})_{\text{existente}} \geq W_{AP} + W_{Sob} \quad (8.2)$$

ϕ = Coeficiente de ductilidade.

R_n = Resistência nominal de um elemento estrutural.

$R_{n\theta}$ = Resistência nominal de um elemento estrutural submetido a temperaturas elevadas.

W_{AP} = Ações permanentes.

W_{Sob} = Ações da sobrecarga.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{se } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{se } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.65 & \text{se } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (8.3)$$

Os elementos de reforço FRP indicados nos documentos técnicos dos fabricantes não são afetados por nenhum coeficiente de minoração devido á exposição ambiental, desta maneira o ACI 440 recomenda que os alores de resistência à tração e da extensão última sejam corrigidos por o coeficiente ambiental, C_E :

$$f_{fu} = C_E \times f_{fu}^* \quad (8.4)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \times \varepsilon_{fu}^* \quad (8.5)$$

f_{fu} = Resistência última de cálculo do FRP

f_{fu}^* = Resistência última do FRP segundo o fabricante

C_E = Coeficiente de redução da ação do meio ambiente

ε_{fu} = Extensão última de cálculo do FRP

ε_{fu}^* = Extensão última do FRP segundo o fabricante

Tabela 8-1. Valores de coeficiente de minoração, C_E .

Condições de Exposição	Tipo de Fibra	Coeficiente de redução; C_E
Interior	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Exterior (pontes, docas, parques de estacionamento, etc.)	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Ambientes agressivos (ETARs, industrias químicas, etc.)	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Devido aos materiais FRP apresentarem um comportamento linear elástico antes da rotura, e admitindo que não é afetado pela exposição ambiental, então o módulo de elasticidade pode ser determinado a partir da expressão de Hooke.

$$E_f = f_{fu} \div \varepsilon_{fu} \quad (8.6)$$

E_f = Módulo de elasticidade do FRP

f_{fu} = Resistência última de cálculo do FRP

ε_{fu} = Extensão última de cálculo do FRP

8.1 Reforço à flexão

8.1.1 Modos de ruína

Em elementos de betão armado reforçado por FRPs, a capacidade resistente à flexão está intrinsecamente ligada aos modos de ruína, os principais são:

- Esmagamento do betão comprimido ante da cedência das armaduras de tração
- Antes da rotura do FRP, a armadura de tração entra em cedência;
- Cedência da armadura de tração, seguindo-se o esmagamento do betão de compressão;
- Destacamento do betão de recobrimento, devido a esta ser uma zona mais frágil devido á presença de maior número de vazios na interface betão/armadura;
- Descolamento do FRP.

Quando a extensão na fibra de FRP atinge o valor de 3% ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}=0.003$), considera-se que se dá o esmagamento do betão. A rotura do FRP acontece quando a extensão for igual ao valor de cálculo da extensão última de rotura ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$).

Sendo que as tensões instaladas no FRP são transferidas para o betão de recobrimento das armaduras, introduzindo um acréscimo de tensões de corte e tração, a extensão máxima do FRP é limitada através da expressão seguinte:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu} \quad (8.7)$$

ε_{fd} = Valor de cálculo da extensão de rotura do FRP;

f_c = Resistência à compressão do betão;

n = numero de camadas de FRP;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP;

t_f = Espessura de cada camada de FRP;

ε_{fu} = Extensão última de cálculo do FRP.

8.1.2 Hipóteses básicas do dimensionamento

De acordo com o ACI 440, as hipóteses básicas do dimensionamento são consideradas as seguintes suposições:

- Os cálculos de conceção do reforço são baseados nas propriedades dos materiais existentes, e nas disposições das armaduras.

- As extensões nas armaduras e no betão são diretamente proporcionais às respetivas distâncias do eixo neutro. Uma seção plana antes da aplicação do carregamento, devera permanecer plana após o carregamento (modelo de viga de Euler-Bernoulli, despreza-se a deformabilidade por corte).
- A deformação por corte na camada adesiva é desprezada devida a espessura muito reduzida.
- A extensão máxima de compressão no betão é de 0.003.
- A resistência à tração do betão é desprezada.
- O FRP é caracterizado por um comportamento linear e elástico tensão-extensão até à rotura.
- O aço assume um diagrama tensão/extensão linear-elástico até à cedência, seguido de um comportamento perfeitamente plástico

Embora algumas das suposições possam não refletir o verdadeiro comportamento do FRP à flexão tornam-se necessárias para a introdução de dados computacionais. Por exemplo não é considerado a deformação por corte que ocorre na camada adesiva, fazendo com que ocorra um deslizamento relativo entre o FRP e o substrato.

8.1.3 Critério de segurança da resistência à flexão

O critério de segurança da resistência á flexão deve ser verificado comparando o momento fletor resistente de cálculo afetado por um coeficiente de redução de ductilidade, ϕ , descrito anteriormente, e do momento fletor solicitante da combinação mais desfavorável.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (8.8)$$

ϕ =Coeficiente de ductilidade;

M_n =Momento fletor resistente de cálculo;

M_u =Momento fletor solicitante da combinação mais desfavorável, N.mm.

8.1.4 Nível de extensão no FRP

O máximo de extensão possível no FRP, designada por extensão efetiva, ϵ_{fe} , acontece quando:

- Ocorre o esmagamento do betão de compressão;
- Alcance do valor da extensão de rotura do FRP;

- Ocorrência do descolamento do FRP;

Então, a extensão efetiva pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \times k_m \quad (8.9)$$

Em que:

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fd}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000} \right) \leq 0.90 & \text{se } nE_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fd}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.9 & \text{se } nE_f t_f \geq 180000 \end{cases} \quad [N, mm] \quad (8.10)$$

Onde:

ε_{fe} = Extensão efetiva do FRP;

ε_{cu} = Extensão máxima admitida no betão comprimido;

d_f = Distância da face mais comprimida do betão ao centro geométrico do FRP;

c = Distância da fibra mais comprimida ao eixo neutro;

ε_{bi} = Extensão do betão no substrato (betão de recobrimento) no momento de instalação do FRP;

ε_{fd} = Valor de cálculo da extensão de rotura do FRP;

n = Numero de camadas de FRP;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP;

t_f = Espessura de cada camada de FRP.

8.1.5 Nível de tensão no FRP

A tensão máxima que o FRP pode suportar antes da rotura da estrutura por flexão, pode ser calculada admitindo um comportamento elástico para o FRP, através da expressão seguinte:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (8.11)$$

Onde:

f_{fe} = Tensão efetiva no FRP; nível alcançado na rotura da seção;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP;

ε_{fe} = Extensão efetiva no FRP; nível alcançado na rotura da seção.

8.1.6 Fator de redução de ductilidade

Tendo em conta que a ductilidade de uma viga reforçada com FRP é inferior ao sistema original, desta maneira é importante verificar o nível de deformação das armaduras no estado limite último, após o esmagamento do betão e descolamento do FRP, de forma a manter a ductilidade em níveis aceitáveis. Este parâmetro, ϕ , será um fator de redução do momento resistente.

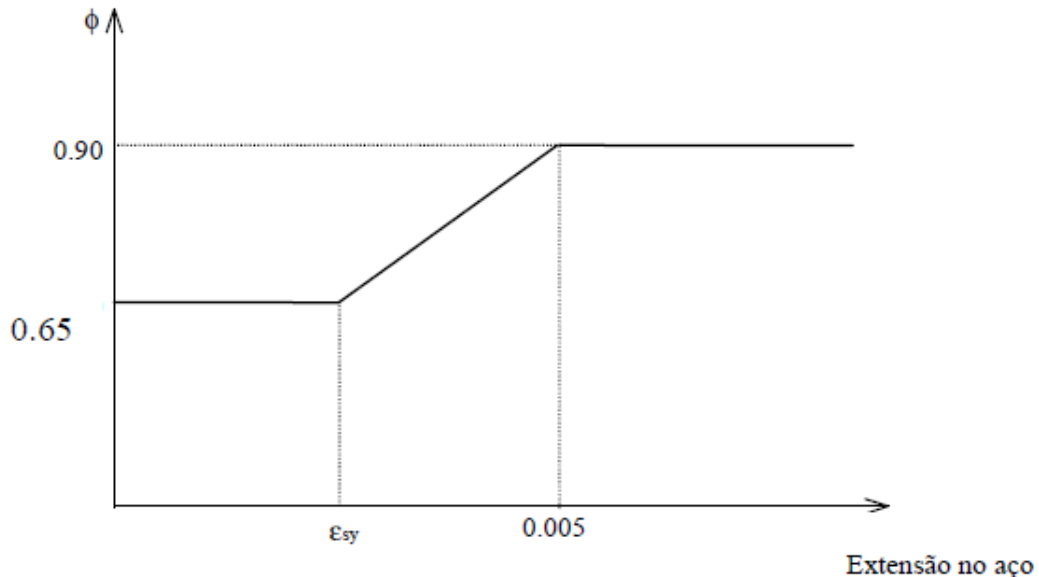


Figura 8-1. Fator de redução do momento resistente em função da extensão do aço. (adaptado por Joaquim Barros et al).

8.1.7 Estados limites de serviço

Para se poderem evitar ou prevenir deformações plásticas excessivas estas devem ser limitadas em elementos de betão armado reforçados com FRP, para os estados limites de utilização, especialmente para elementos submetidos a cargas cíclicas (El-Tawil et al., 2001). Desta forma a tensão nas armaduras deve ser limitada a 80% e a tensão de compressão no betão limitada a 45%, exemplificado nas expressões seguintes:

$$f_{s,s} \leq 0.8 f_{sy} \quad (8.12)$$

$$f_{c,s} \leq 0.45 f_c \quad (8.13)$$

Onde:

$f_{s,s}$ = Tensão para o aço não pré-esforçado para estados limites de utilização;

f_{sy} = Tensão de cedência para o aço não pré-esforçado;

$f_{c,s}$ = Resistência de compressão do betão para estados limites de utilização;

f_c = Resistência à compressão do betão.

De acordo com Yamaguchi et al. (1997), os autores observaram que existe uma relação linear entre a resistência e as ações de longa duração e o logaritmo do tempo de permanência do carregamento. Chegaram à conclusão que depois de aproximadamente 50 anos a resistência inicial do GFRP reduz em cerca de 30%, a resistência inicial do AFRP apresenta uma redução de cerca de 47% e a resistência do CFRP tem uma perda de resistência de aproximadamente 91%. De acordo com Malvar (1998) os valores encontrados foram semelhantes.

Desta maneira, para se evitar a rotura dos sistemas reforçados com FRPs, devido a ações de longa duração os valores da tensão no FRP, $f_{f,s}$, podem ser obtido segundo uma análise elástica e aplicando o momento que resulta das ações quase permanentes e das ações cíclicas. Assim os valores das tensões para os sistemas GFRP, AFRP e CFRP devem ficar limitados aos valores indicados na tabela seguinte:

Tabela 8-2. Limite de tensão no FRP para carregamentos de longa duração e ações cíclicas.

Tipo de Fibra do sistema FRP		
GFRP	AFRP	CFRP
0.20 f_{fu}	0.3 f_{fu}	0.55 f_{fu}

Onde:

f_{fu} = Resistência última de cálculo do FRP.

Os valores indicados na tabela são resultado da aplicação de um fator de segurança de 0.6 aos valores dos fatores redutores de 0.3, 0.47 e 0.91 para as fibras GFRP, AFRP e CFRP, respetivamente.

8.1.8 Aplicação a seções retangulares

Em aplicações de reforço em seções retangulares a resistência à flexão pode ser determinada considerando a compatibilidade de deformações e o equilíbrio das forças internas através do diagrama parábola-retângulo.

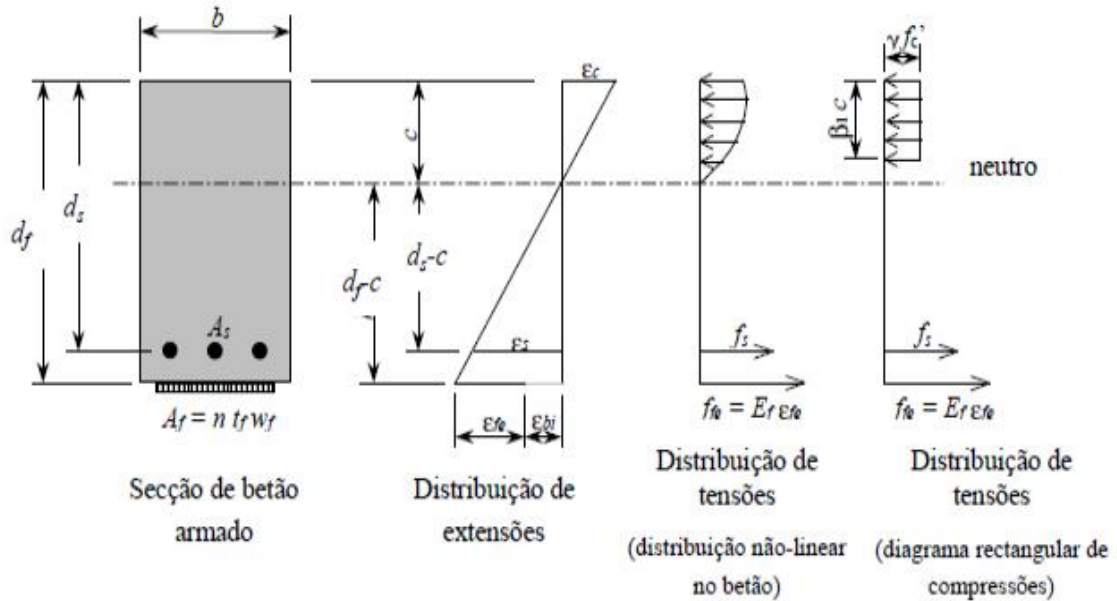


Figura 8-2. Distribuição de extensões e de tensões, na verificação aos estados limites últimos (nas equações h foi substituído por d_f) (adaptado por Joaquim Barros et al.).

A distribuição de extensões e de tensões representadas na figura anterior, o momento fletor resistente da secção, na verificação aos estados limite último, pode ser calculado por intermédio da equação seguinte:

$$M_n = A_s f_s \left(d_s - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (8.14)$$

Onde:

M_n = Momento fletor resistente da secção;

A_s = Área da armadura convencional de tração;

f_s = Tensão de tração no aço;

d_s = Distância entre a fibra do betão mais comprimida e o centro geométrico da armadura de tração;

β_1 = Factor de transformação do diagrama de tensões, podendo assumir-se 0.8;

c = Distância da fibra de betão mais comprimida ao eixo neutro;

ψ_f = Coeficiente de minoração da resistência do FRP; na flexão pode assumir-se 0.85;

A_f = Área de FRP;

f_{fe} = Tensão de tração efetiva no FRP;

d_f = Altura total do elemento de betão armado;

Por compatibilização de extensões, e já conhecendo a extensão efetiva do FRP, ε_{fe} , a extensão existente na camada de recobrimento, logo após a aplicação de reforço, ε_{bi} , e a posição do eixo neutro, c , podemos calcular a extensão nas armaduras, ε_s , através da expressão:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d_s - c}{d_f - c} \right) \quad (8.15)$$

Onde:

ε_s = Nível de extensão nas armaduras;

ε_{fe} = Extensão efetiva no FRP; nível alcançado na rotura da seção;

ε_{bi} = Extensão do betão no substrato (betão de recobrimento) no momento de instalação do FRP;

d_s = Distancia entre a fibra do betão armado mais comprimida e o centro geométrico da armadura de tração;

d_f = Altura total do elemento de betão armado;

c = Distancia da fibra de betão mais comprimida ao eixo neutro.

Conhecidas as extensões de todos os materiais que compõem a seção, e considerando-se o comportamento linear-elástico até à cedência, seguido do comportamento perfeitamente plástico. No caso do FRP como também já foi dito, considera-se um comportamento linear e elástico. Desta forma pode-se obter a correspondente tensão através das expressões:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad se \quad \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \quad (8.16)$$

$$f_s = f_{sy} \quad se \quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \quad (8.17)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_f \quad se \quad \varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd} \quad (8.18)$$

$$f_{fe} = 0 \quad se \quad \varepsilon_f > \varepsilon_{fd} \quad (8.19)$$

Onde:

f_s = Tensão nas armaduras;

E_s = Módulo de elasticidade do aço;

ε_s = Nível de extensão nas armaduras;

ε_{sy} = Extensão nas armaduras correspondente á tensão de cedência;

f_{sy} = Tensão de cedência para o aço não pré-esforçado;

f_{fe} = Tensão de tração efetiva no FRP;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP;

ε_f = Extensão no FRP;

ε_{fd} = Valor de cálculo da extensão de descolamento do FRP ao substrato.

Para o cálculo do equilíbrio interno de forças se a equação seguinte for satisfeita, com a verificação da posição do eixo neutro. Os parâmetros, α_1 e β_1 , de acordo com ACI 318-05 seção 10.2.7.3 estão associados à equivalência do diagrama parabólico das distribuição de tensões no betão comprimido para o diagrama retangular, e consideração da linearidade física dos materiais. Para γ_1 e β_1 , recomenda-se os valores de 0.85 e 0.8 respetivamente, se a rotura do sistema ocorrer por delaminação ou descolamento do FRP, segundo o ACI o diagrama retangular garante resultados bastantes precisos.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma_1 f_c \beta_1 b_k} \quad (8.20)$$

Onde:

c = Distancia da fibra de betão mais comprimida ao eixo neutro;

A_s = Área das armaduras;

f_s = Tensão nas armaduras;

A_f = Área de FRP;

f_{fe} = Tensão de tração efetiva no FRP;

γ_1 e β_1 = Multiplicador de, f_c , para determinar a tensão equivalente do betão à compressão;

f_c = Resistência à compressão do betão;

b_k = Largura da seção retangular de betão.

8.1.9 Tensão no aço para estados limites de utilização

Assumindo o betão fendilhado, podemos calcular a tensão no aço da secção reforçada, $f_{s,s}$, e a posição do eixo neutro para as cargas de serviço, kd , através do conceito de homogeneização dos materiais.

$$f_{s,s} = \frac{[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f (d_f - \frac{k d_s}{3})] (d_s - k d_s) E_s}{A_s E_s (d_s - \frac{k d_s}{3}) (d_s - k d_s) + A_f E_f (d_f - \frac{k d_s}{3}) (d_f - k d_s)} \quad (8.21)$$

Em que,

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d_s}\right)\right)} - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right) \quad (8.22)$$

Onde:

$f_{s,s}$ = Tensão nas armaduras para as cargas de serviço;

M_s = Momento no momento elástico do elemento;

ε_{bi} = Extensão do betão no substrato (betão de recobrimento) no momento de instalação do FRP;

A_f = Área de FRP;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP;

d_f = Altura total do elemento de betão armado;

k = Razão entre a profundidade do eixo neutro e a profundidade medida no mesmo lado do eixo neutro;

d_s = Distancia entre a fibra mais comprimida do betão armado e o centro geométrico da armadura de tração;

E_s = Módulo de elasticidade do aço;

A_s = Área das armaduras;

ρ_s = Percentagem de reforço da armadura convencional;

E_c = Módulo de elasticidade do betão;

ρ_f = Percentagem de reforço de FRP.

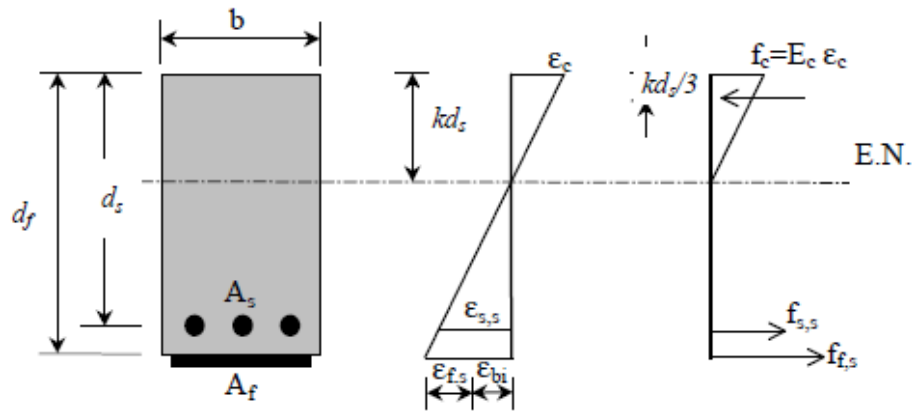


Figura 8-3. Distribuição de tensões e extensões na verificação dos estados limites de utilização (adaptado por Joaquim Barros et al.).

8.1.10 Tensão no FRP para estados limites de utilização

Devido à atuação de cargas de longa duração e fadiga deve-se limitar a tensão existente no FRP através da expressão seguinte, considerando-se as cargas quase permanentes, e comparar aos limites da tabela 16. recomendados pelo ACI.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \frac{d_f - kd_s}{d_s - kd_s} - \varepsilon_{bi} E_f \quad (8.23)$$

Onde:

$f_{f,s}$ = Tensão no FRP causado pelo momento no regime elástico do elemento de betão armado;

$f_{s,s}$ = Tensão nas armaduras para as cargas de serviço;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP;

E_s = Módulo de elasticidade das armaduras;

d_f = Altura total do elemento de betão armado;

k = Razão entre a profundidade do eixo neutro e a profundidade medida no mesmo lado do eixo neutro;

d_s = Distância entre a fibra mais comprimida do betão armado e o centro geométrico da armadura de tração;

ε_{bi} = Extensão do betão no substrato (betão de recobrimento) no momento de instalação do FRP.

8.1.11 Fluxograma para verificação da capacidade resistente da seção reforçada à flexão

De acordo com ACI 440, para a verificação dos estados limites últimos, a resistência à flexão pode ser obtida seguindo o fluxograma indicado na figura seguinte. Mas sendo que o valor de, ϵ_{fd} , diminui com a rigidez do sistema de reforço, na situação em que a extensão do FRP for superior à extensão efetiva, torna-se necessário usar mais fibras de FRP, no entanto no contexto da rigidez e do valor económico, é preferível aumentar a largura das camadas de FRP do que aplicar mais camadas de FRP.

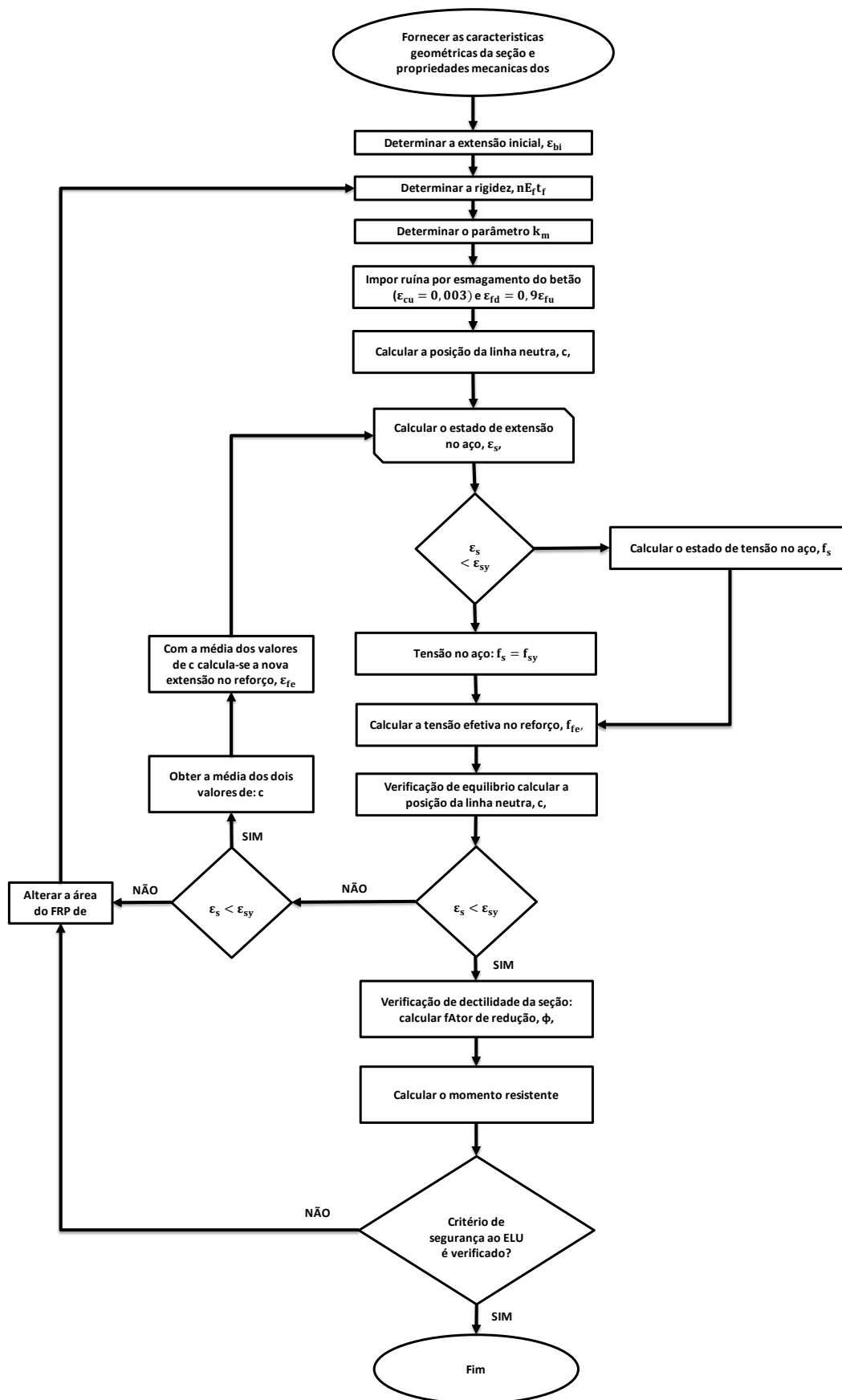


Figura 8-4. Diagrama para verificação aos ELU em reforço de seções em betão armado com FRP. (adaptado de Joaquim Barros et al.).

8.2 Reforço ao esforço transversal de uma viga ou pilar de betão armado

8.2.1 Configurações geométricas de reforço

Existem essencialmente três tipos de revestimento de FRP, usados para aumentar a resistência ao corte de uma viga de betão armado ou pilar.

Das três hipóteses, a mais eficiente é total envolvimento da seção, ilustrado na figura seguinte

- Total envolvimento da seção;
- Em forma de U;
- Colagem em duas faces.

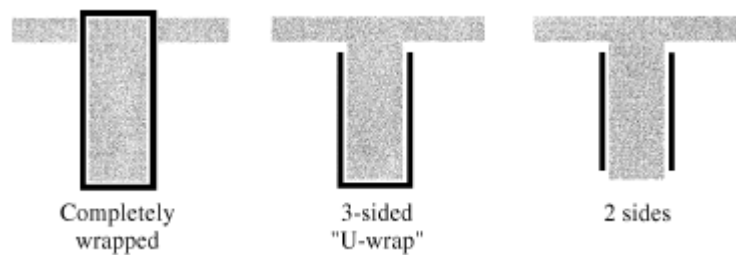


Figura 8-5. Configurações geométricas do reforço ao corte com FRP (ACI 440.2R-08).

8.2.2 Resistência Nominal de corte

De acordo com o ACI 318-05 o valor da resistência nominal de corte deve ser multiplicado por um fator de redução, $\phi=0.85$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (8.24)$$

O valor nominal da resistência ao corte também pode ser calculado fazendo o somatório da contribuição da armadura resistente ao corte, da contribuição do betão e do sistema FRP afetado de um coeficiente de minoração, ψ_f , dependente da configuração de reforço.

$$\Phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (8.25)$$

Onde:

V_n = Valor nominal da resistência ao corte;

V_u = Valor resistente ao corte requerido;

V_c = Contribuição do betão para a resistência ao corte de uma seção de betão;

V_s = Contribuição das armaduras para a resistência ao corte de uma seção de betão;

ψ_f = Coeficiente de minoração dependente da configuração de reforço.

Configuração do reforço	Parâmetro ψ_f
Reforço envolve completamente o elemento estrutural	$\psi_f = 0.95$
Reforço envolve o elemento estrutural em dois (faces laterais) ou três (em U) lados	$\psi_f = 0.85$

Figura 8-6. Valores correspondentes ao coeficiente ψ_f (adaptação de Joaquim Barros et al.).

8.2.3 Valor de cálculo da contribuição do FRP

De acordo com ACI 440 o valor da contribuição do FRP para aumentar a resistência ao esforço transversal de uma viga de betão armado é calculado com a expressão seguinte: (Joaquim Barros et al).

$$V_{fd} = \phi \times \psi_f \frac{A_{fv} \times f_{fe} \times (\sin \beta + \cos \beta) \times d_{fv}}{s_f} \quad (8.26)$$

Em que:

$$A_{fv} = 2 \times n_f \times t_f \times w_f \quad (8.27)$$

Onde:

V_{fd} = Valor de cálculo da contribuição do FRP para contribuição ao corte;

ϕ = Fator de redução de resistência ACI 318-05 ($\phi = 0.85$);

ψ_f = Coeficiente de minoração dependente da configuração de reforço;

A_{fv} = Área de reforço de FRP ao corte;

f_{fe} = Tensão efetiva do FRP;

β = Orientação das fibras de FRP;

d_{fv} = Altura útil do reforço de FRP;

s_f = Espaçamento do FRP na direção do eixo da viga;

n_f = Número de camadas de FRP;
 t_f = Espessura por camada de FRP;
 w_f = Largura por unidade de FRP;

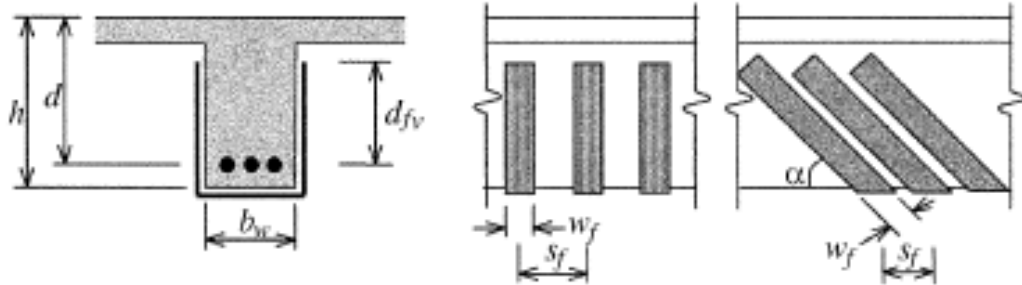


Figura 8-7. Identificação dos parâmetros intervenientes na formulação do reforço com FRP (ACI 440.2R).

8.2.4 Tensão efetiva do FRP

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f \quad (8.28)$$

Onde:

f_{fe} = Tensão efetiva do FRP;

ε_{fe} = Extensão efetiva do FRP (extensão do FRP na rotura da seção de betão armado);

E_f = Módulo de elasticidade do FRP.

8.2.5 Extensão efetiva para configuração de envolvimento total da seção com FRP

De acordo com o ACI 440, observou-se que em reforço de vigas ou pilares com envolvimento total da seção, ocorria uma perda de ligação nos agregados do betão onde o nível de extensão era maior, desta maneira o nível de extensão efetiva, ε_{fe} , deverá ser limitada a:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \times \varepsilon_{fu} \quad (8.29)$$

Onde:

ε_{fe} = Extensão efetiva do FRP (extensão do FRP na rotura da seção de betão armado);

ε_{fu} = Valor de cálculo da extensão de rotura do FRP.

8.2.6 Extensão efetiva para configuração de envolvimento da seção com FRP em forma de U e nas duas faces

Nestes dois casos de envolvimento da seção de betão com FRP, de acordo com o ACI 440 Triantafillou em 1998 observou que antes da perda de ligação dos agregados ocorreu a delaminação do betão, desta forma analisaram-se as tensões de aderência permitindo chegar a um coeficiente de redução aplicável ao corte, k_v , de forma a viabilizar estas duas configurações de envolvimento da seção com FRP.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \times \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (8.30)$$

Em que:

$$k_v = \frac{k_1 \times k_2 \times L_e}{11900 \times \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (8.31)$$

$$k_1 = \left(\frac{f_c}{27}\right)^{2/3} \quad (8.32)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}}, & \text{Reforço em forma de U} \\ \frac{d_{fv} - 2 \times L_e}{d_{fv}}, & \text{Reforço aplicado nas faces laterais} \end{cases} \quad (8.33)$$

$$L_e = \frac{23300}{(n_f \times t_f \times E_f)^{0.58}} \quad (8.34)$$

Onde:

ε_{fe} = Extensão efetiva do FRP (extensão do FRP na rotura da seção de betão armado);

k_v = Coeficiente de redução de aderência;

k_1 = Coeficiente que tem em conta a resistência do betão;

k_2 = Fator que tem em conta a configuração do reforço;

L_e = Comprimento de colagem efetivo do FRP;

ε_{fu} = Valor de cálculo da extensão de rotura do FRP;

f_c = Valor característico da resistência à compressão do betão;

d_{fv} = Altura útil do reforço de FRP;

n_f = Número de camadas de FRP;

t_f = Espessura por camada de FRP;

E_f = Módulo de elasticidade do FRP.

8.2.7 Coeficiente de redução ambiental C_e

Como já referido no início do capítulo 6. Os elementos de reforço FRP indicados nos documentos técnicos dos fabricantes não são afetados por nenhum coeficiente de minoração devido á exposição ambiental, desta maneira o ACI 440 recomenda que os alores de resistência à tração e da extensão última sejam corrigidos por o coeficiente ambiental, C_E :

$$f_{fu} = C_E \times f_{fu}^* \quad (8.35)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \times \varepsilon_{fu}^* \quad (8.36)$$

f_{fu} =Resistência última de cálculo do FRP;

f_{fu}^* =Resistência última do FRP segundo o fabricante;

C_E =Coeficiente de redução da ação do meio ambiente;

ε_{fu} = Extensão última de cálculo do FRP;

ε_{fu}^* =Extensão última do FRP segundo o fabricante.